



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**Facultad de Tecnología de la Construcción**

## **Monografía**

### **“EVALUACION HIDROLOGICA E HIDRAULICA EN EL RIO GRANDE DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA, CIUDAD DE MATAGALPA”**

Para optar al título de Ingeniero Civil

## **Elaborado por**

Br. María Soledad Cáceres Lindo

Br. Julio Antonio Castillo Orozco

## **Tutor**

M.Sc. Ing. Ricardo Javier Fajardo González

Managua, noviembre 2018

Managua, jueves 15 de noviembre de 2018

Dr. Ing. Oscar Isaac Gutiérrez Somarriba  
DECANO F.T.C.  
Su despacho

Estimado Dr. Ing. Gutiérrez Somarriba:

Por este medio hago de su conocimiento que he concluido la tutoría del Trabajo Monográfico titulado ***"EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA EN EL RÍO GRANDE DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCÍA MANTILLA, CIUDAD DE MATAGALPA"***, elaborado por los Bachilleres María Soledad Cáceres Lindo & Julio Antonio Castillo Orozco, para optar al título de Ingeniero Civil de la Facultad de Tecnología de la Construcción (FTC) de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI).

No omito manifestarle que los bachilleres en mención desarrollaron con absoluta independencia el contenido de su trabajo investigativo, lo cual le da un gran valor científico-técnico para futuros estudiantes interesados en la temática presentada, por lo tanto recomiendo la conformación del jurado examinador y se reconozca el esfuerzo y dedicación que los bachilleres Cáceres Lindo & Castillo Orozco emplearon en la culminación de tan importante trabajo monográfico.

Sin más a qué referirme, me suscribo de usted reiterándole las más altas muestras de consideración y respeto.

Atentamente,



M. Sc. Ing. Ricardo Javier Fajardo González  
e-mail: [rjavierfajardog@yahoo.com](mailto:rjavierfajardog@yahoo.com)  
Celular: (505) 7887-7723  
Tutor

CC: Br. María Soledad Cáceres Lindo  
Br. Julio Antonio Castillo Orozco  
Archivo cronológico

Sustentante  
Sustentante



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION  
DECANATURA

DEC-FTC-REF-No.078  
Managua, Julio 16 del 2018

Bachilleres  
**MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO**  
**JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO**  
Su atención

Estimados Bachilleres:

Es de mi agrado informarles que el PROTOCOLO de su Tema **MONOGRAFICO**, titulado **"EVALUACIÓN HIDROLOGICA E HIDRAULICA EN EL RÍO GRANDE DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA, CIUDAD DE MATAGALPA"**. Ha sido aprobado por esta Decanatura.

Asimismo les comunico estar totalmente de acuerdo, que el **Ing. Ricardo Javier Fajardo González**, sea el tutor de su trabajo final.

La fecha límite, para que presenten concluido su documento, debidamente revisado por el tutor guía será el **16 de Enero del 2019**.

Esperando puntualidad en la entrega de la Tesis, me despido.

Atentamente,



**Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba**  
Decano

CC: Protocolo  
Tutor  
Archivo\*Consecutivo  
IJGG\*Dara

## DEDICATORIA

Dedicamos nuestro estudio monográfico a nuestro padre todo poderoso que nos ha proporcionado todas las herramientas necesarias para poder culminar este proyecto de vida.

A nuestros padres que han sido nuestra guía, nuestra protección y los formadores de principios, valores humanos y cristianos en nuestra vida.

A nuestros hijos quienes nos llenan de mucho amor y que nos motivan a seguir aprendiendo y luchando día a día para ser mejores.

***María Soledad Cáceres Lindo  
Julio Antonio Castillo Orozco***



## **AGRADECIMIENTO**

Damos gracias infinitas a Dios que nos ha permitido llegar al fin de esta meta, ya que ha sido fuente de fortaleza y sabiduría en nuestro camino.

Agradecemos de todo corazón a nuestros padres quienes con su apoyo incondicional nos han brindado confianza y todo el apoyo requerido para la finalización de este trabajo y de nuestra carrera profesional.

A nuestros hermanos y familiares que siempre estuvieron dispuestos a apoyarnos y motivarnos.

A nuestro tutor Ing. Ricardo Fajardo, que con su profesionalismo nos orientó y motivó para llegar a culminar nuestro trabajo monográfico de la mejor manera.

A la Alcaldía Municipal de Matagalpa, que nos brindó su apoyo a través de la oficina de planificación territorial, brindándonos información de la situación del territorio.

Al Instituto Nicaragüense de estudios Territoriales, que nos facilitó toda la información requerida, vital para emprender nuestro estudio.

***María Soledad Cáceres Lindo  
Julio Antonio Castillo Orozco***

## RESUMEN EJECUTIVO

Cuando se requiere estimar los caudales máximos asociados a diferentes períodos de retorno, necesarios para estudios de control de inundaciones, diseños de estructuras hidráulicas, etc., se pueden emplear varias metodologías siempre y cuando se disponga de registros hidrológicos de longitud suficiente. Sin embargo, cuando existe poca información hidrológica se presenta el problema de cómo determinar los caudales con cierto nivel de confiabilidad.

En este trabajo se determinaron los caudales para tres distintos periodos de retornos (TR25, TR50, TR100) y un evento específico (Huracán Félix 2007) con el cual se vio afectada la zona en estudio.

Por las características de la información disponible (calidad y cantidad) para la realización del estudio, se aplicaron las siguientes herramientas computacionales:

- ArcGis 10.1
- Arc-HidroTools
- Hec-GeoHMS 10.1
- HEC-HMS 3.5.
- Civil 3D
- Hec-GeoRAS 10.1
- HEC-RAS 4.1.0

Un argumento que justifica el estudio hidráulico del tramo en estudio es el análisis del riesgo de inundación, tomando en cuenta que gran parte de la superficie en estudio es utilizada para viviendas y actividades económicas. La evaluación de las áreas susceptibles a inundación con sus características de probabilidad de ocurrencia y niveles esperados de agua es la base para estimar la vulnerabilidad y los daños posibles de los componentes en riesgo.

Los modelos hidráulicos constituyen una herramienta de análisis con la cual se pueden evaluar los riesgos asociados en la formulación de proyectos de desarrollo en la zona de estudio. El desarrollo del estudio permitirá conocer el riesgo al que están sometidas las obras e inversiones existentes.

## CONTENIDO

### CAPITULO 1: GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCION .....	1
1.2 ANTECEDENTES .....	2
1.3 JUSTIFICACION .....	2
1.4 OBJETIVOS .....	4
1.4.1 Objetivo General.....	4
1.4.2 Objetivos Específicos .....	4

### CAPITULO 2: DESCRIPCIÓN DE AREA EN ESTUDIO..... 5

2.1 Informacion según visita de campo .....	6
2.1.1 Características de los puentes peatonal y vehicular.....	7

### CAPITULO 3: MARCO TEÓRICO..... 9

3.1 Características morfométricas de la cuenca.....	9
3.1.1 Pendiente Media de la cuenca .....	9
3.1.2 Indice de pendiente .....	10
3.1.3 Curva Hipsométrica .....	10
3.1.4 Elevación Media de la cuenca .....	12
3.1.5 Curva de frecuencia de área .....	13
3.1.6 Orden de la Red Hídrica .....	13
3.1.7 Pendiente Media del Cauce Principal .....	14

3.1.8 Área y Perímetro de la cuenca .....	15
3.1.9 Índice de Gravelius o Compacidad .....	15
3.1.10 Tipo y uso del suelo .....	15
3.2 Analisis Hidrológico .....	16
3.2.1 Modelo hidrológico hec hms .....	17
3.2.2 Información acerca de las características del suelo .....	23
3.2.3 Método de transformación de lluvia a escorrentía .....	29
3.2.4 Componente de datos de serie de tiempo .....	30
3.2.5 Componente del modelo meteorológico .....	30
3.2.6 Componente del control de especificaciones .....	30
3.2.7 Caudal según el método de tránsito de avenida.....	31
3.2.8 Estudios hidrológicos en puentes .....	37
3.3 análisis hidráulico .....	39
3.3.1 Estudios topográficos .....	40
3.3.2 Características hidráulicas del río.....	42
3.3.3 Tipos de flujo en puentes.....	44
3.3.4 Modelación hidráulica de puente según hec ras.....	47
3.3.5 Socavación en puente .....	48
CAPITULO 4: DISEÑO METODOLOGICO .....	66
4.1 Organización de la información recopilada.....	66

4.1.1 Exploración de Estudios Previos .....	66
4.1.2 Obtención y análisis de información espacial .....	67
4.2 Procesamiento con sistemas de información geográfica .....	68
4.2.1 Creación de las Curvas de Nivel .....	68
4.2.2 Selección del área Hidrológica de estudio .....	68
4.3 Reconocimiento de la red de drenaje en la cuenca.....	69
4.3.1 Reconocimiento de puntos Críticos .....	69
4.4 Definición del proyecto Hidrológico HEC-HMS.....	70
4.5 Definición del proyecto Hidráulico HEC-RAS .....	71
4.5.1 Obtención de la Información.....	71
5.1.1 Delimitación de la cuenca.....	73
5.1.2 Área y perímetro.....	75
5.1.3 Forma de la cuenca .....	76
5.1.4 Relieve de la cuenca .....	76
5.2 Estudio hidrologico.....	83
5.2.3 Información acerca de las características del suelo .....	83
5.2.4 Pérdidas iniciales y constantes.....	84
5.2.5 Método de transformación de lluvia a escorrentía .....	90
5.2.6 Componentes del modelo de la cuenca.....	91
5.2.7 Información de la precipitación histórica o de diseño .....	92



5.2.8 Componentes de datos de series de tiempo .....	102
5.2.9 Componentes del modelo meteorológico .....	102
5.2.10 Componentes del control de especificaciones.....	102
5.2.11 Cálculo del Caudal según el método de transito de avenida .....	103
5.3 Análisis Hidráulico .....	106
5.3.3 Estudio topográficos .....	106
5.3.4 Cálculos hidráulicos.....	109
5.3.5 Borde libre .....	128
5.3.6 Capacidad del puente.....	130
5.3.7 Vista en 3D del cauce en HEC-RAS.....	138
5.3.8 Resultados hidráulicos en las secciones transversales del río .....	141
5.4 Resultados del análisis de inundación del río Grande de Matagalpa .....	155
5.4.3 Huracán Félix .....	155
5.4.4 Caudal mínimo .....	156
5.4.5 Caudal diseño.....	157
5.4.6 Caudal máximo.....	158
5.5 Propuesta para mitigar las áreas expuestas a peligro de inundación del río Grande de Matagalpa.....	159
5.5.3 Resul. de la variable hidraulica de los gaviones propuetos para el TR 100	160
5.5.4 Resultados del análisis de socavación en los puentes .....	162

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	167
6.1 Conclusiones .....	167
6.2 Recomendaciones .....	168
BIBLIOGRAFIA CONSULTADA .....	169
ANEXOS .....	170

## INDICE DE GRAFICA

GRAFICA 1 .- MACROLOCALIZACION DEL PROYECTO .....	5
GRAFICA 2 .- MICROLOCALIZACION DEL PROYECTO. FUENTE INETER 2007 .....	6
GRAFICA 3 .- MODELO DE ELEVACION DIGITAL DE MATAGALPA Y LA FUNDADORA.....	9
GRAFICA 4 .- INTERPRETACION POLIGONOS DE THIESSEN Y LA DISTANCIA INVERSA ..	23
GRAFICA 5.- SOLUCIÓN DE LAS ECUACIONES DE ESCORRENTÍA DEL SCS. ....	26
GRAFICA 6 .- SECCIONES TRANSVERSALES HIDRÁULICAS DE PUENTE .....	46
GRAFICA 7 .- PERFIL DEL CAUCE PRINCIPAL .....	78
GRAFICA 8 .- CURVA HIPSOMÉTRICA .....	79
GRAFICA 9 .- CURVA DE FRECUENCIA DE ÁREA .....	81
GRAFICA 10.- CURVAS IDF, ESTACIÓN JINOTEGA.....	93
GRAFICA 11 .- HIETOGRAMA DE LLUVIA PARA UN TR DE 25 AÑOS .....	96
GRAFICA 12 .- HIETOGRAMA DE LLUVIA PARA UN TR DE 50 AÑOS .....	98
GRAFICA 13.- HIETOGRAMA DE LLUVIA PARA UN TR DE 100 AÑOS .....	100
GRAFICA 14. HIETOGRAMA DE LLUVIA DEL HURACÁN FÉLIX .....	101
GRAFICA 15 .- PERFIL DEL PUENTE UBICADO EN EL EST. 2+390 EN HEC-RAS.....	107
GRAFICA 16 .- PERFIL DEL PUENTE UBICADO EN EL EST. 2+006 EN HEC-RAS.....	107
GRAFICA 17 .- PERFIL DEL PUENTE UBICADO EN EL EST. 1+530 EN HEC-RAS.....	108
GRAFICA 18 .- PERFIL DEL PUENTE UBICADO EN EL EST. 0+837 EN HEC-RAS.....	108
GRAFICA 19.- PERFIL DEL FLUJO PARA EL CAUDAL PARA EL HURACÁN FÉLIX .....	128
GRAFICA 20.- PERFIL DEL FLUJO PARA UN PERÍODO DE RETORNO DE 25 AÑOS. ....	128
GRAFICA 21.- PERFIL DEL FLUJO PARA UN PERÍODO DE RETORNO DE 50 AÑOS. ....	129

GRAFICA 22.- PERFIL DEL FLUJO PARA UN PERÍODO DE RETORNO DE 100 AÑOS.....	129
GRAFICA 23.- SECCIÓN DE ENTRADA DEL PUENTE DE LA UNAN HURACÁN FÉLIX.....	130
GRAFICA 24.- SECCIÓN DE ENTRADA DEL PUENTE DEL MERCADO SUR H. FELIX .....	131
GRAFICA 25.- SECCIÓN DE ENTRADA DEL PUENTE VEHICULAR PARA EL H. FÉLIX.....	131
GRAFICA 26.- SECCIÓN DE ENTRADA DEL PTE. 1RO. DE MAYO PARA EL H. FÉLIX .....	132
GRAFICA 27.- SECCIÓN DE ENTRADA DEL PTE DE LA UNAN PARA EL CAUDAL MÍNIMO	132
GRAFICA 28.- SECCIÓN DE ENTRADA DEL PTE DEL MERCADO SUR PARA Q MÍNIMO ....	133
GRAFICA 29.- SECCIÓN DE ENTRADA DEL PTE VEHICULAR PARA EL Q MÍNIMO .....	133
GRAFICA 30.- SEC DE ENTRADA DEL PTE DE LA 1RO DE MAYO PARA EL Q MÍNIMO .....	134
GRAFICA 31.- SECCIÓN DE ENTRADA DEL PTE DE LA UNAN PARA EL Q DE DISEÑO ....	134
GRAFICA 32.- SEC DE ENTRADA DEL PTE DEL MERCADO SUR PARA EL Q DE DISEÑO .	135
GRAFICA 33.- SECCIÓN DE ENTRADA DEL PTE VEHICULAR PARA EL Q DE DISEÑO.....	135
GRAFICA 34.- SEC DE ENTRADA DEL PTE DE LA 1RO DE MAYO PARA EL Q DISEÑO.....	136
GRAFICA 35.- SECCIÓN DE ENTRADA DEL PUENTE DE LA UNAN PARA EL Q MÁXIMO...	136
GRAFICA 36.- SEC DE ENTRADA DEL PTE DEL MERCADO SUR PARA EL Q MÁXIMO .....	137
GRAFICA 37.- SECCIÓN DE ENTRADA DEL PUENTE VEHICULAR PARA EL Q MÁXIMO	137
GRAFICA 38.- SEC DE ENTRADA DEL PTE DE LA 1RO DE MAYO PARA EL Q MÁXIMO.....	138
GRAFICA 39.- VISTA 3D DEL CAUCE EN HEC-RAS PARA EL HURACÁN FÉLIX .....	138
GRAFICA 40.- VISTA 3D DEL CAUCE EN HEC-RAS PARA EL TR DE 25 AÑOS.....	139
GRAFICA 41.- VISTA 3D DEL CAUCE EN HEC-RAS PARA EL TR DE 50 AÑOS.....	139
GRAFICA 42.- VISTA 3D DEL CAUCE EN HEC-RAS PARA EL TR DE 100 AÑOS.....	139
GRAFICA 43.- PERFIL DEL FLUJO PARA EL Q MÁX EN LOS GAVIONES PROPUESTOS ...	161

## **INDICE DE MAPA**

<b>MAPA 1.- MAPA DE PENDIENTE DE LA CUENCA .....</b>	<b>77</b>
<b>MAPA 2.- COBERTURA Y USOS DE LA TIERRA DE LA REPUBLICA DE NICARAGUA. ....</b>	<b>83</b>
<b>MAPA 3.- MAPA DE SUELO DE LA REPUBLICA DE NICARAGUA. ....</b>	<b>84</b>
<b>MAPA 4 .- MAPA DE TIPO DE SUELO DE LA CUENCA DEL RÍO GRANDE DE MATAGALPA</b>	<b>86</b>
<b>MAPA 5 .- MAPA DE LA CLASIFICACIÓN HIDROLÓGICA DE LOS SUELOS DE LA CUENCA DEL RÍO GRANDE DE MATAGALPA .....</b>	<b>87</b>
<b>MAPA 6 .- MAPA DE CURVA NÚMERO DE LA CUENCA.....</b>	<b>89</b>
<b>MAPA 7 .- ESQUEMA DEL MODELO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA .....</b>	<b>91</b>
<b>MAPA 8.- MAPA DE INUNDACIÓN PARA EL HURACÁN FÉLIX .....</b>	<b>155</b>
<b>MAPA 9.- MAPA DE INUNDACIÓN PARA EL CAUDAL MÍN CON UN TR DE 25 AÑOS .....</b>	<b>156</b>
<b>MAPA 10.- MAPA DE INUNDACIÓN PARA Q DE DISEÑO CON UN TR50.....</b>	<b>157</b>
<b>MAPA 11.- MAPA DE INUNDACIÓN PARA Q MÁXIMO CON UN TR100 AÑOS .....</b>	<b>158</b>

## **INDICE DE TABLAS**

<b>TABLA 1 .- CLASIFICACIÓN DE CLASE ANTECEDENTES DE HUMEDAD (AMC),.....</b>	<b>28</b>
<b>TABLA 2 .- NÚMEROS DE CURVA DE ESCORRENTÍA SEGÚN SCS.....</b>	<b>28</b>
<b>TABLA 3 .- ÁREAS DE LAS SUBCUENCAS DEL RÍO GRANDE DE MATAGALPA .....</b>	<b>75</b>
<b>TABLA 4 .- VALORES DE LA CURVA ÁREA FRECUENCIA.....</b>	<b>79</b>
<b>TABLA 5 .- RESUMEN DE LAS CARACTS MORFOMÉTRICAS DE LA CRGM.....</b>	<b>82</b>
<b>TABLA 6 .- GRUPO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA DEL RÍO GRANDE DE MATAGALPA...</b>	<b>86</b>
<b>TABLA 7 .- USO DE SUELO DE LA CUENCA DEL RIO GRANDE DE MATAGALPA .....</b>	<b>88</b>
<b>TABLA 8 .-NUMERO DE CURVA EN DEPENDENCIA DEL GRUPO HIDROLOGICO.....</b>	<b>88</b>
<b>TABLA 9.- PARÁMETROS MORFOMETRICOS DE LAS SUBCUENCAS .....</b>	<b>92</b>

TABLA 10 .-	INTENSI MÁX DE LLUVIAS, SEGÚN EL TR EN LA ESTACIÓN JINOTEGA.....	93
TABLA 11 .-	TABLA DE CÁLCULO DEL HIETOGRAMA TR DE 25 AÑOS.....	95
TABLA 12 .-	TABLA DE CÁLCULO DEL HIETOGRAMA TR 50 AÑOS.....	97
TABLA 13 .-	TABLA DE CÁLCULO DEL HIETOGRAMA TR 100 AÑOS.....	99
TABLA 14 .-	CAUDALES PARA PERÍODO DE RETORNO DE 25, 50 Y 100 AÑOS.....	103
TABLA 15 .-	RES DE LAS VAR HIDRÁULICAS DEL PTE UNAN PARA EL H. FÉLIX .....	118
TABLA 16 .-	RES DE LAS VAR HIDRÁUL DEL PTE DEL MERCADO S PARA EL H FÉLIX...	119
TABLA 17 .-	RES DE LAS VAR HIDRÁULICAS DEL PTE VEHICULAR PARA EL H. FÉLIX...	119
TABLA 18 .-	RESUL VAR HIDRÁULICAS PTE PEATONAL DE LA 1RO DE MAYO H. FÉLIX	120
TABLA 19 .-	RESUL VAR HIDRÁULICAS PTE PEATONAL DE LA UNAN PARA EL TR25 ....	121
TABLA 20 .-	RESUL VAR HIDRÁULICAS PTE PEATONAL DEL M SUR PARA TR25 .....	121
TABLA 21 .-	RESUL VAR HIDRÁULICAS DEL PUENTE VEHICULAR PARA EL TR25 .....	122
TABLA 22 .-	RESUL VAR HIDRÁULICAS PTE PEATONAL 1RO DE MAYO PARA TR25.....	123
TABLA 23 .-	RESUL VAR HIDRÁULICAS PTE PEATONAL DE LA UNAN PARA EL TR50 ....	123
TABLA 24 .-	RESUL VARIABLES HIDRÁULICAS PTE PEATONAL M. SUR PARA EL TR50.	124
TABLA 25 .-	RESUL VAR HIDRÁULICAS DEL PUENTE VEHICULAR PARA EL TR50 .....	124
TABLA 26 .-	RESUL VAR HIDRÁULICAS PTE DE LA 1RO DE MAYO PARA TR50.....	125
TABLA 27 .-	RESUL VAR HIDRÁULICAS PTE PEATONAL DE LA UNAN PARA EL TR100 ..	125
TABLA 28 .-	RESUL VAR HIDRÁULICAS PTE PEATONAL DEL M SUR PARA EL TR100.....	126
TABLA 29 .-	RESUL VARIABLES HIDRÁULICAS PTE VEHICULAR PARA EL TR100 .....	126
TABLA 30 .-	RESUL VAR HIDRÁULICAS PTE PEATONAL 1RO MAYO PARA EL TR100 ....	127
TABLA 31 .-	DIMEN DE LOS GAVIONES PROP POR TRAMOS DEL RGM .....	159



TABLA 32.- RESULTS VAR HIDRÁULICAS DE GAVIONES PROP PARA EL TR100 .....	160
---	-----

# **CAPITULO 1: GENERALIDADES**

## **1.1 INTRODUCCION**

Para el buen diseño, o evaluación de una obra de drenaje transversal de agua, se requiere realizar un estudio hidro técnico. En la actualidad debido a los avances de la tecnología se facilitan dichos estudios, por lo que es necesario aplicar métodos modernos o software que sirvan para simplificar los cálculos usando siempre los mismos criterios de diseño, pero con resultados más eficientes y varias alternativas.

Un importante conocimiento del comportamiento de una obra de cruce, tal como son los puentes, cauces, es estudio hidrológico de una cuenca, que se fundamenta el poder establecer las áreas vulnerables a los eventos hidrometeorológicos extremos; también para la operación optimizada del uso de los recursos hídricos, o sea, un buen cálculo de los parámetros hidrológicos es sustancial para un diseño de puente, no obstante, la hidráulica de canales juega un papel determinante en este diseño por que proporciona datos que permiten diseñar la obra de cruce.

La vulnerabilidad de una estructura de drenaje deberá determinarse mediante una combinación de factores que influyen en la descarga de las aguas superficiales. El caudal máximo probable que atraviesa dicha obra depende fundamentalmente del uso del suelo, la planificación territorial de la cuenca en su desarrollo económico, agrícola, la deforestación o cambios bruscos en intensidades de lluvia con respecto al tiempo (cambio climático).

En el contenido monográfico se pretende realizar la evaluación hidrológica e hidráulica en un tramo del río Grande de Matagalpa comprendido entre el puente peatonal de la UNAN y el barrio Lucila Mantilla en la ciudad de Matagalpa, se localiza entre las coordenadas 12° 55' 24.15" y 12° 54' 57.30" de latitud norte y entre las coordenadas 85° 55' 15.95" y 85° 56' 11.57" de longitud oeste.

La ciudad de Matagalpa es municipio y cabecera departamental de Matagalpa en Nicaragua (América Central), ubicada en la zona central y montañosa del país, con altitudes máximas entre 700 m y 1720 m y medias entre 300 m y 700 m sobre el

nivel del mar. Tiene una superficie de 640,65 km<sup>2</sup> y una población de 200,000 habitantes (año 2000) con una densidad poblacional de 312,18 hab/km<sup>2</sup>.

La ciudad es conocida como La Perla del Septentrión. Situada en la ribera del Río Grande. Es atravesada por las quebradas de Molás, Yaguare, Agualcás y por varios cauces sobre los cuales se han construido puentes y viviendas. Está a 132 km de Managua.

## **1.2 ANTECEDENTES**

En busca de soluciones a los problemas que se han presentado en la actualidad y en los que puedan ocurrir en el futuro, el gobierno municipal de Matagalpa solicitó apoyo del Cantón de Ginebra para mejorar los instrumentos de planificación y gestión del territorio del Municipio. En este marco se desarrolló el proyecto “Fortalecimiento Municipal para la Gestión del Territorio-Ciudad y Cuenca del Río Grande de Matagalpa” como parte de las estrategias locales de Prevención y Mitigación de Desastres Naturales del Municipio de Matagalpa.

INETER realizó una evaluación del desastre de la correntada del 17 de octubre del 2007. Como resultado de este trabajo se propuso para toda Matagalpa la instalación de un sistema de alerta temprana contra inundaciones del Río Grande y sus afluentes, con al menos una estación pluviométrica telemétrica en cada una de las microcuencas, una estación hidrométrica telemétrica en cada uno de los afluentes del río Grande de Matagalpa; además de varias estaciones hidrométricas en el propio río Grande de Matagalpa.

## **1.3 JUSTIFICACION**

La magnitud de los problemas a que se ven expuestas las poblaciones de Nicaragua, afectadas por fenómenos naturales, se intensifica cada día más debido al rápido y desordenado crecimiento de la población, especialmente por su ubicación en sitios o localidades que son vulnerables ante los fenómenos naturales, el inadecuado uso de la tierra y lo irracional de la explotación de los recursos naturales como el bosque.

El principal problema de la ciudad de Matagalpa se manifiesta directamente en el alto crecimiento poblacional en los últimos años, que influye en el ámbito económico, social y especialmente en el medio ambiente. Uno de los mayores problemas que enfrenta la ciudad es la ubicación de caseríos que se encuentran a orillas del río Grande de Matagalpa, siendo estas susceptibles a inundaciones. Es recomendable alertar y reubicar a la población que vive en los caseríos cercanos a situaciones de riesgo.

La ciudad ha sido azotada en los últimos años por fenómenos torrenciales, especialmente por inundaciones, ejemplo de ellos son el Huracán “Mitch” en 1998 y la tormenta ocurrida el 17 de octubre del 2007, dejando clara la necesidad de fortalecer las capacidades locales para dar respuesta inmediata durante el impacto y gestión de recursos para el desarrollo y superación de la pobreza y prevención de los desastres naturales.

El área urbana de la ciudad presenta la imperiosa necesidad de elaborar un Plan Maestro de Drenaje Pluvial que permita mitigar la amenaza constante de las inundaciones realizando obras ingenieriles que permitan y faciliten el encauzamiento de sus aguas. La evaluación hidrológica e hidráulica del tramo seleccionado en la ciudad de Matagalpa servirá como instrumento para evaluar, planificar y ejecutar acciones de prevención y mitigación de daños mediante el control de las aguas pluviales de la ciudad.

Un argumento que justifica el estudio hidráulico del tramo en estudio es el análisis del riesgo de inundación, tomando en cuenta que gran parte de la superficie en análisis es utilizada para viviendas y actividades económicas. La evaluación de las áreas susceptibles a inundación con sus características de probabilidad de ocurrencia y niveles esperados de agua es la base para estimar la vulnerabilidad y los daños posibles de los componentes en riesgo.

Los modelos hidráulicos constituyen una herramienta de análisis con la cual se pueden evaluar los riesgos asociados en la formulación de proyectos de desarrollo

en la zona de estudio. El desarrollo del estudio permitirá conocer el riesgo al que están sometidas las obras e inversiones realizadas.

## **1.4 OBJETIVOS**

### **1.4.1 OBJETIVO GENERAL**

- Realizar una evaluación hidrológica e hidráulica en el tramo comprendido entre el puente peatonal de la UNAN y el barrio Lucía Mantilla en el río Grande de Matagalpa, en la ciudad de Matagalpa.

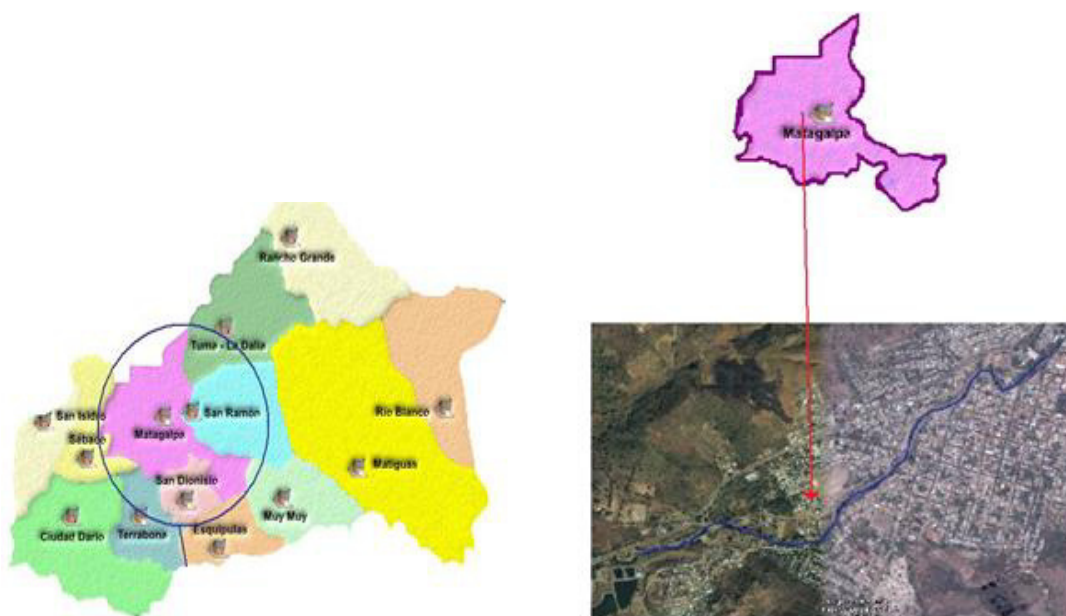
### **1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Realizar un análisis hidrológico de la cuenca aplicando programas computacionales: ArcGis 10.1, Arc-HidroTools, Hec-GeoHMS 10.1 y HEC-HMS 3.5.
- Realizar un análisis hidráulico del tramo entre el puente peatonal de la UNAN y el barrio Lucía mantilla aplicando programas computacionales: Civil 3D, Hec-GeoRAS 10.1, HEC-RAS 4.1.0, según tormentas con diferentes períodos de retornos.
- Realizar un estudio de socavación general y local en el tramo en estudio aplicando HEC-RAS 4.1.0.

## CAPITULO 2: DESCRIPCIÓN DE AREA EN ESTUDIO

El proyecto “Evaluación hidro técnico del río Grande de Matagalpa, en el tramo comprendido entre el puente peatonal de la UNAN y el barrio Lucía Mantilla, ciudad de Matagalpa”. El tramo encauzado objeto del estudio, se localiza entre las coordenadas  $12^{\circ} 55' 24.15''$  y  $12^{\circ} 54' 57.30''$  de latitud norte y entre las coordenadas  $85^{\circ} 55' 15.95''$  y  $85^{\circ} 56' 11.57''$  de longitud oeste. Está ubicado al NW de la alcaldía de Matagalpa, cruza la zona urbana de la ciudad con dirección Norte – Sur y posee una longitud aproximada de 2500 m, desde el puente peatonal de la UNAN hasta el barrio Lucía Mantilla.

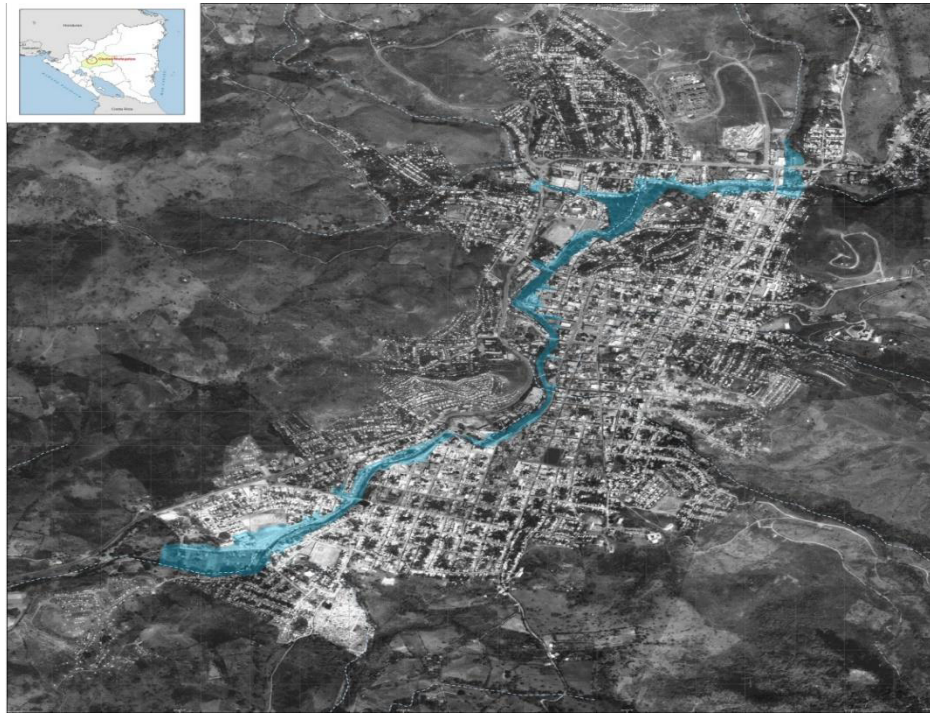
**GRAFICA 1 .- MACROLOCALIZACION DEL PROYECTO**



**FUENTE: PROPIA**



## **GRAFICA 2 .- MICROLOCALIZACION DEL PROYECTO**



**FUENTE INETER 2007**

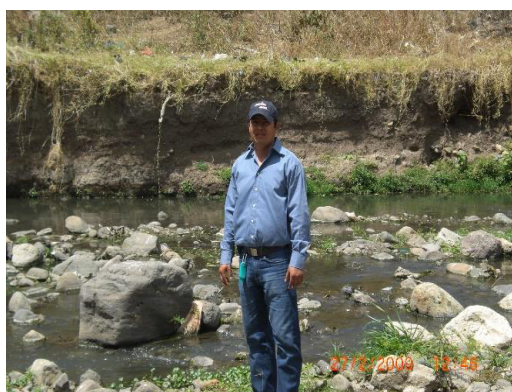
### **2.1 INFORMACION SEGÚN VISITA DE CAMPO**

Para delimitar y caracterizar la cuenca se utilizó ArcGis 10.1 el cual necesita un DEM (Modelo Digital de Elevaciones), con los resultados generados por el programa se vinculará con Hec-GeoHMS 10.1 para obtener el modelo hidrográfico de la cuenca, y con el HEC-HMS 3.5 se modelará la cuenca hidrológica para la determinación del caudal máximo probable según los períodos de diseño estipulados en los manuales de diseño. Consecutivamente se modelará los aspectos hidráulicos del puente utilizando HEC-RAS 4.1.0. De tal forma que se pueda determinar las dimensiones de la obra de cruce con una capacidad hidráulica óptima.

El estudio consistió en la realización de los cálculos hidrológicos e hidráulicos con el fin de encontrar el caudal máximo probable según los períodos de retorno especificados que se generen en el punto de cierre y con el fin de proponer las dimensiones hidráulicas del puente y la altura de los estribos de este.

Cabe señalar que este estudio se realizó en base a la visita de campo en sitio, la información concerniente al estudio hidrológico se obtuvo a través de INETER, tales como, las curvas IDF calculadas con los datos de la estación meteorológica de INETER ubicada en Jinotega. También en la visita se observó que existe una pendiente sumamente suave en el cauce que deberá generar al final velocidades no erosivas en el punto de cierre, o sea un flujo subcrítico.

**FOTO 1 Y 2 .- SECCIONES TÍPICAS DEL CAUCE DEL RÍO**



**FUENTE: PROPIA**

### **2.1.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES PEATONALES Y VEHICULAR**

En el tramo en estudio del río Grande de Matagalpa se encuentran ubicados 4 puentes tres de ellos peatonales y uno vehicular, el primer puente peatonal “El de la UNAN” se encuentra ubicado en el estacionamiento 2+390, el segundo puente peatonal “El del mercado sur” se encuentra ubicado en el estacionamiento 2+006, el tercer puente se encuentra ubicado en el estacionamiento 1+530 y el cuarto puente peatonal “El de la primero de mayo” se encuentra ubicado en el estacionamiento 0+837.

El puente peatonal de la UNAN está compuesto por una estructura metálica tiene un claro de 40.3 m, con un ancho de 2.2 m y una altura de 5.6 m desde el nivel fondo del cauce. El puente peatonal del mercado sur está compuesto por una estructura metálica tiene un claro de 25.3 m, con un ancho de 2.2 m y una altura de 6.6 m desde el nivel fondo del cauce. El puente vehicular está compuesto por una estructura de concreto tiene un claro de 41.3 m, con un ancho de 7.8 m y una altura

de 4.9 m desde el nivel fondo del cauce hasta la cuerda inferior del puente. Todos los puentes están simplemente apoyados sobre estribos y no poseen pilas.

**FOTO 1 .- Ubicación de los puentes del río Grande de Matagalpa**



**Fuente: propia**

## **CAPITULO 3: MARCO TEÓRICO**

Para poder realizar un estudio hidro técnico satisfactorio siempre es necesario tener un conocimiento amplio de la hidrología, así como la hidráulica que son áreas temáticas para evaluar obras hidráulicas, tales como puentes, cauce, etc. Sin obviar otras materias que también son de mucha ayuda.

En este capítulo se presentarán los fundamentos teóricos que se aplicaron para el análisis de selección de datos, métodos y ejecución de todos los cálculos con fin de realizar la evaluación Hidro técnica del tramo en estudio, en la ciudad de Matagalpa. Una gran parte de los cálculos se realizaron con los programas computacionales, siempre conociendo la información y lógica que los programas requieren, es decir que para utilizarlos primero se tiene que conocer profundamente la teoría que estos utilizan.

### **3.1 CARACTERÍSTICAS MORFOMETRICAS DE LA CUENCA**

Estos parámetros son importantes debido a que señalan como la cuenca se comportaría cuando una avenida ocurra en ella, o sea, indican los efectos cinemáticos sobre la cuenca. Se puede interpretar, como la cuenca ha sido intervenida por un ordenamiento territorial, tales como el desarrollo urbanístico, que implica el cambio de uso de suelo, la falta de planificación del desarrollo humano sobre ella, y mal manejo integral de la misma, que da consecuencia las inundaciones sobre poblaciones y zonas de comercio e industriales, así como el colapso de estructuras viales, como cauces, alcantarillas y puentes.

#### **3.1.1 PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA**

Esta característica es de mucha importancia porque controla en buena parte la velocidad con que se da la escorrentía superficial en cada subcuenca, la cual se logra mediante un mapeo de pendiente del drenaje no canalizado y afecta, por lo tanto, el tiempo que lleva el agua de la lluvia para concentrarse en los canales fluviales que constituyen la red de drenaje de las subcuencas. Este valor influye en



la determinación del coeficiente de escurrentía de cada subcuenca que deberá conocer la influencia de las buenas o malas prácticas agrícolas para dicha valoración, a través de las herramientas de ArcGis 10.1 y su extensión HEC-GeoHMS 10.1 se calculan las pendientes de cada subcuenca la cuales se ponderan con el área de cada subcuenca con el fin de obtener la pendiente media. Este parámetro, tiene mucha importancia en la valoración de la infiltración que se puede dar en cada subcuenca, a través de la curva número.

### **3.1.2 INDICE DE PENDIENTE**

El índice de pendiente es el valor medio de las pendientes, se deduce del rectángulo equivalente y viene dado por la expresión

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_2^n \sqrt{\Delta H \cdot B}$$

Dónde: L – longitud del lado mayor del rectángulo equivalente,  $\Delta H$  – diferencia de altitud entre dos curvas de nivel consecutivas, B – es la relación entre la superficie comprendidas entre cada dos curvas de nivel consecutivas y la superficie total de la cuenca.

### **3.1.3 CURVA HIPSOMÉTRICA**

La curva hipsométrica interpreta la variación de la elevación de los terrenos de la cuenca con referencia al nivel medio del mar (msnm) y es una curva que representa la superficie por encima de una cota dada. Para su elaboración se necesita calcular en ArcGis 10.1 un mapa de altitudes y valores de área y dicho mapa se caracteriza en dividir la cuenca en distintas secciones, cuyo número de secciones lo define el usuario y luego se utiliza una vinculación computacional “Idrisi Selva” para graficar con los valores de porcentaje de área acumulada y promedio de altitudes. La moda de la curva hipsométrica es el valor más frecuente del intervalo de clase de elevaciones que se encuentra en una cuenca. La curva hipsométrica sirve, además, para definir características fisiográficas de la cuenca tales como, definir las zonas alta, media y baja con respecto a su punto de cierre.

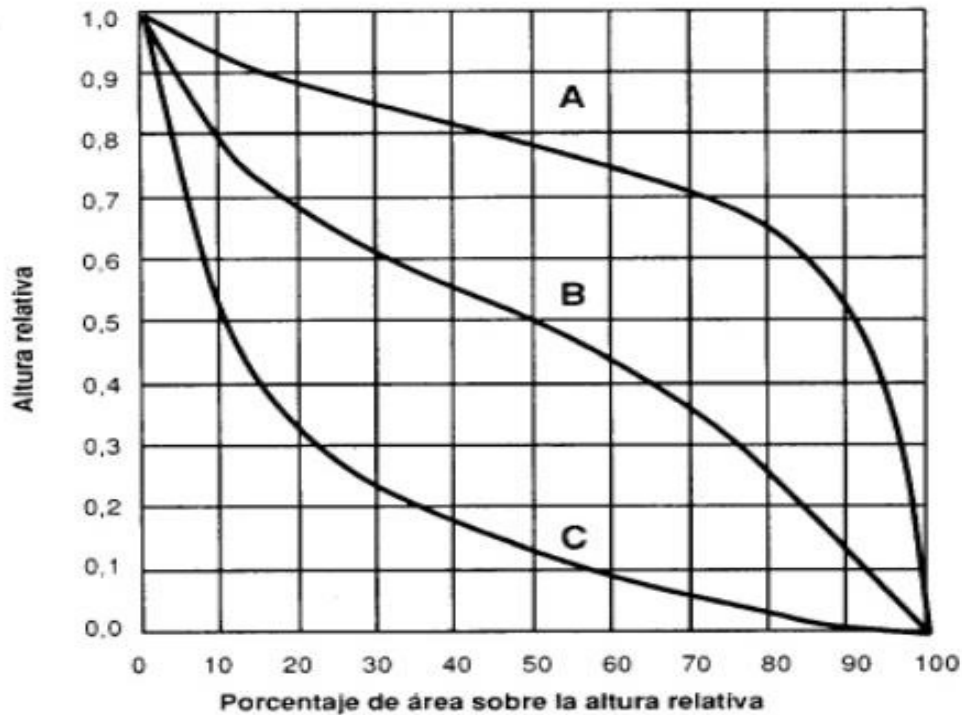
Bajo la óptica del desarrollo de la cuenca a través del tiempo, se puede analizar la curva hipsométrica como se indica en la figura siguiente:

La curva A, refleja una cuenca con gran potencial erosivo, la cual se denomina fase juventud. Esto se puede observar que en la parte alta de cuenca debido a su pendiente que es bastante suave y con un área bastante Grande, donde la velocidad del flujo en las laderas de la cuenca puede producir un flujo subcrítico y, por lo tanto, un inicio del proceso erosivo, pero en la parte baja de ella, la pendiente es muy brusca, donde se puede producir erosiones excesivas. He aquí donde se inicia la planificación del ordenamiento territorial de la cuenca.

La curva B, es una cuenca en equilibrio, denominada fase de madurez. Aquí se observa que, en la parte alta de la cuenca mayor que en la fase de juventud, pero menos área, seguido de una pendiente prácticamente lineal, pero con un área mayor, esto es debido al transporte de sedimentos de la zona alta a la zona media de la cuenca, y la zona baja aminora su pendiente, dando así una expresión de equilibrio. He aquí donde se debe ejecutar la planificación del ordenamiento territorial desde el punto de vista urbanístico, agrícola y turístico y su evaluación del estudio del proceso hidrológico, o sea, la precipitación, la infiltración, la evapotranspiración y la erosión como parte de los impactos ambientales que pueden producirse y la forestación inclusive.

La curva C, es una cuenca sedimentaria, denominada fase de vejez. En esta curva la parte alta de la cuenca está prácticamente erosionada, lo cual presenta un peligro de deslizamiento de sus laderas según su formación geológica que se puede aprovechar para giras turísticas de montaña y prácticamente la parte baja de la cuenca conlleva mayor área de la cuenca, donde el transporte de sedimentos es depositado, los cuales son susceptibles a inundaciones y zonas peligrosas ante los sismos.





Bajo esta óptica, en el estudio de zona de inundación, se debe hacer un trabajo cuidadoso en la zona baja del área de la cuenca propicio para urbanizaciones y valorar el factor de riesgo en las subcuencas que están en esta zona. En la zona media del área de la cuenca se deberá establecer un manejo integral de las subcuencas, tales como forestación, un buen uso de suelo de las subcuencas, establecer prácticas agrícolas para mitigar la escorrentía y la construcción de micro presas para regular la escorrentía superficial si lo amerita. En la zona alta del área de la cuenca, hacer un estudio de riesgo desde el punto de vista de deslizamientos de laderas, se puede recomendar un plan turístico recreativo.

### 3.1.4 ELEVACIÓN MEDIA DE LA CUENCA

Es el valor promedio de elevación en la cuenca y se calcula con los resultados obtenidos del mapa de altitudes de la curva hipsométrica.

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n (H_i A_i)}{A}$$

Dónde:  $H_i$  – Altura media entre cada dos curvas de nivel consecutivas,  $A_i$  – Superficie entre dos curvas de nivel consecutivas.

Se debe tomar en cuenta que la altitud y la elevación media de la cuenca son importantes por la influencia que ejercen sobre las precipitaciones por diferencias de temperaturas resultantes, ejerce efecto sobre las pérdidas de agua, todas ellas de naturaleza evaporativas y de transpiración y consecuentemente, sobre el caudal medio.

Se puede definir, también por un rectángulo de área equivalente al área limitada por la curva hipsométrica y los ejes de coordenadas. La altura del rectángulo representa la elevación media.

### **3.1.5 CURVA DE FRECUENCIA DE ÁREA**

Es el valor que representa la altitud que cubre más superficie en la cuenca y se obtiene del mapa de secciones con los valores de altitudes promedio y porcentaje de área para cada altitud. En la altitud que se encuentre el valor máximo del porcentaje de área corresponde a la altitud más frecuente. En esta grafica se puede observar en que intervalo de altitudes existe mayor área sobre la cuenca, la cual nos indica donde se puede desarrollar una zona urbanística sin tener consecuencia de inundaciones. Según la zonificación de la cuenca, se puede describir, en la zona baja, el relieve es suave y propicio para inundaciones y depósitos de sedimentos erosionados por la corriente en las zonas alta y media. En la zona media, el relieve es pronunciado, donde la escorrentía puede aumentar su velocidad y forma cárcavas considerables en el cauce principal. En la zona alta, el relieve es bajo, en la transición hacia la zona media que sería conveniente hacer un estudio de deslizamiento de laderas. Dicho valor corresponde al 50 por ciento del área en la curva hipsométrica.

### **3.1.6 ORDEN DE LA RED HÍDRICA**

La orden de la red hídrica es un indicador del grado de bifurcación en la cuenca, o sea toda corriente Grande tiene afluentes importantes, cada uno de los cuales

cuenta con sus propios afluentes y así sucesivamente, hasta que finalmente se llega a los últimos ramales que no tienen afluentes. Por regla general, cuanto mayor es el grado de la red hídrica, tanto mayor es el número de ramificaciones y proporciona un mejor drenaje de la cuenca y, por lo tanto, favorece el escurrimiento. Casi siempre a mayor área de la cuenca, mayor orden de la red hídrica y refleja una cuenca altamente disectada que responde rápidamente a una tormenta. Una orden de red hídrica de corrientes pequeñas se observa donde los suelos son muy resistentes a la erosión o muy permeables, de lo contrario se pueden encontrar suelos que se erosionan fácilmente y las pendientes son altas y la cobertura vegetal son escasa. Este indicador es inversamente a la longitud del flujo superficial y proporciona por lo menos, un indicio de la eficiencia del drenaje de la cuenca. Longitud Total de la Red Hídrica es la suma de longitudes de cada tramo de río que cubren la red principal y se calcula sumando las longitudes de los tramos que se obtienen a través de HEC-GeoHMS 10.1.

### **3.1.7 PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE PRINCIPAL**

Es uno de los indicadores más importante del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta. Dado que está pendiente varia a lo largo del cauce, es necesario definir, una pendiente media, para lo cual existen varios métodos, a saber: la pendiente media, que se determina como la diferencia entre las elevaciones máximas y mínimas entre la longitud del cauce del tramo en estudio, este método es el más usado cuando no se tiene información de la planta-perfil del cauce; otro método es la pendiente media ponderada, si se tiene la planta - perfil del cauce, gráficamente se traza una línea partiendo del punto de cierre de la cueca, con el objeto de que el área por encima y por debajo de la curva del perfil del cauce y la línea trazada serán iguales; y por último el método de la pendiente equivalente constante, que se basa con la ecuación de Manning, o sea, de parámetros cinemáticos, donde se subdivide el tramo del cauce para tener mayor precisión en los cálculos. La pendiente del curso principal la cual se obtiene con ArcGis 10.1 y su extensión HEC-GeoHMS 10.1 se calculan las pendientes de cada tramo de los

ríos estas pendientes se ponderan con la longitud de cada tramo de río con el fin de obtener la pendiente media de la corriente principal.

### **3.1.8 ÁREA Y PERÍMETRO DE LA CUENCA**

El área drenaje de la cuenca se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas según su punto de cierre. El conocimiento del área de cuenca nos permite, además del cálculo de otras variables morfométricos, establecer una primera clasificación entre diversas cuencas en el orden su tamaño, a la vez nos permite escoger la escala de trabajo más idóneo según el tipo de estudio que se desea realizar. Se puede calcular de diversas formas; manualmente a través de mapas geodésicos o con programas como ArcGis o a través de mapas geodésicos o un DEM (Modelo de elevación digital). El perímetro de la cuenca es la misma longitud del parte agua el cual se calcula directamente del programa utilizando la extensión Arc-HidroTools en ArcGis10.1.

### **3.1.9 ÍNDICE DE GRAVELIUS O COMPACIDAD**

Es un índice de la forma de la cuenca de drenaje que relaciona los perímetros de la cuenca con la longitud de la circunferencia, sugerido por Gravelius, que se define como la relación del perímetro de cuenca con la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual a de la cuenca ( $A_{\text{cuenca}} = A_{\text{circulo}}$ ).

$$I_c = \frac{P_{\text{cuenca}}}{P_{\text{circulo}}} \qquad I_c = 0.28 \frac{P_{\text{cuenca}}}{\sqrt{A}}$$

En una cuenca cuando más irregular sea mayor será su coeficiente de compacidad, o sea hay mayor tendencia a las crecientes en la medida en que este número sea próximo a la unidad.

### **3.1.10 TIPO Y USO DEL SUELO**

Los suelos van a influir en la escorrentía superficial, por lo tanto, es importante su naturaleza, su color y su tipo de vegetación. Así como, la precipitación depende de las condiciones climatológicas, la escorrentía y las pérdidas de precipitación

depende de las características morfométricos de la cuenca, entre las cuales los suelos desempeñan un papel importante en la magnitud del caudal de diseño de una estructura hidráulica. Con respecto a su textura, el suelo no es homogéneo, sino que se encuentra mezclado, lo que da lugar a su estudio a su curva granulométrica, y afecta en gran medida al proceso de infiltración. Su categorización del suelo según su textura, la cual corresponde a la clasificación unificada de los suelos (SUCS). Con respecto a su uso del suelo produce importantes transformaciones, por ende, una disminución o aumento de la escorrentía superficial, en dependencia de su ordenamiento territorial que se planifique en la cuenca, puede ocasionar una recarga de los recursos hídricos o inundaciones que originan impactos ambientales severos a los ecosistemas de la cuenca nativa.

### **3.2 ANALISIS HIDROLOGICO**

Desde el punto de vista de Ingeniería Civil, la hidrología tiene como objetivo principal la estimación del evento de diseño o sea el caudal máximo probable, cuando se proyecta la construcción de cualquier obra hidráulica, es decir que puede ser la estimación de la avenida máxima para un vertedor de una presa o puede ser el caudal máximo que circula a través de una alcantarilla o un puente en carretera. La capacidad total para cualquier estructura deberá determinarse con base en una combinación de factores además de la descarga calculada, estos incluyen los aumentos posibles en la descarga debido a cambios en el uso de la tierra de la cuenca, tal como desarrollo urbanístico, deforestación, o cambios en intensidades y modelos de precipitación.

El propósito de toda investigación hidrológica relacionada con proyectos de drenaje e infraestructura es simple: proporcionar el caudal de diseño para definir los parámetros hidráulicos óptimos. Aunque los métodos simplistas como el Método Racional son excelentes para drenajes menores, las Grandes cuencas relacionadas con puentes Grandes requieren un método más complejo, como el método del tránsito de avenidas en cauces, de acuerdo con su magnitud y costo. El cálculo del caudal máximo probable que pueda suceder en el punto de cierre de la cuenca es imprescindible para la toma de decisión en lo referente a la construcción de

estructuras hidráulicas para determinar niveles de inundación producidos por avenidas.

Una cuenca homogénea es la que tiene cuatro características típicas: Un cauce principal definido, pendiente uniforme del cauce y de las laderas, tipo y uso del suelo uniforme, y lluvias uniformemente repartidas sobre el área. Estas características solamente se dan en microcuencas de montaña alta o en arroyos que nacen y descargan en terrenos planos; del resto, las cuencas de las corrientes naturales, quebradas y ríos son cuencas no homogéneas.

Por esta razón es posible encontrar microcuencas no homogéneas de 10 km<sup>2</sup> de área, o microcuencas homogéneas de 50 km<sup>2</sup> de área, para poder considerar una lluvia de intensidad uniforme para toda la microcuenca durante un tiempo igual al tiempo de concentración, donde se asume que todos los puntos de la cuenca están contribuyendo a la vez, no se toma en cuenta el efecto de almacenamiento superficial, lo cual puede conducir a errores de cierta importancia en áreas muy llanas.

### **3.2.1 MODELO HIDROLOGICO HEC HMS**

Los modelos hidrológicos calculan hidrogramas de descarga para un evento de lluvia dada y está diseñado para simular la respuesta del escurrimiento superficial de una cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos. Para la representación de una componente requiere un conjunto de parámetros que especifican las características particulares de cada una de ellas y relaciones matemáticas que describen los procesos físicos. El resultado del proceso de modelado es el cálculo de hidrogramas de flujos en las ubicaciones deseadas en la cuenca del río, o sea en el punto de cierre.

El cuerpo de Ingenieros del ejército de Los Estados Unidos creó el Sistema de Modelo Hidrológico (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System), abreviatura en ingles HEC HMS, es un programa de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semi-distribuido, desarrollado para estimar los hidrogramas de salida

en una cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos al pico) a partir de condiciones extremas de lluvias, aplicando para ello algunos de los métodos de cálculo de hietogramas de diseño, pérdidas por infiltración, flujo base y conversión en escorrentía directa.

El programa HEC-HMS permite simular eventos aislados de crecientes asociados con un patrón de tormenta de diseño para un cierto período de retorno. La suposición de que el período de retorno de la tormenta es coincidente con el período de retorno de la creciente respectiva, haciendo evidente que el tratamiento probabilístico de los dos fenómenos, aunque no es mutuamente excluyente si depende de otros factores, entre ellos el área de la cuenca considerada, las condiciones antecedentes de humedad en los suelos para períodos largos y los cambios introducidos por el hombre en el uso y conservación de los suelos. La información que necesita el programa está relacionada directamente con los métodos de cálculo que se maneja. Existen cinco grupos básicos de información que deben suministrarse a HEC-HMS para efectuar las simulaciones.

#### **3.2.1.1 Componentes del modelo de la cuenca**

Por lo tanto, hay que definir el modelo de cuenca que es utilizado para representar la parte física de la cuenca. Donde se desarrolla un modelo de cuenca agregando y conectando elementos hidrológicos. Los elementos hidrológicos usan modelos matemáticos para describir los procesos físicos en la cuenca. En esta componente del modelo se debe introducir los elementos hidrológicos como una estructura lógica para que el modelo interprete la forma de cálculo de los procesos hidrológicos que intervienen en una cuenca tan simple como compleja. Estos elementos hidrológicos tales como: subcuenca, cauce, embalse, punto de unión, cauce de derivación, fuente-embalse, punto de cierre o sumidero se esquematizan en el escritorio de trabajo del HEC HMS.

El modelo de Cuenca contiene los parámetros de enrutamiento, así como datos de conectividad para las subcuencas. Esta componente permite la representación del sistema físico con los elementos antes citados, y la inclusión de las características

morfométricas y de condición del suelo para cada uno de ellos. Así, cada componente incluye la información necesaria para construir los hidrogramas totales de salida.

Ya establecido las interconexiones de los elementos hidrológico de la cuenca, se introducen los datos morfométricos de cada subcuenca.

#### **A. Información morfométricos de las subcuencas**

Para realizar el cálculo de los hidrogramas de respuesta, los modelos dividen la cuenca en subcuencas y alcances que son valores promediados utilizados a lo largo de la zona o secuencia para los coeficientes matemáticos para los cálculos hidrológicos e hidráulico.

Por lo tanto, se delimita la cuenca estableciendo como punto de cierre el que corresponde al sitio de interés de acuerdo al propósito del estudio. El tamaño de cada subcuenca está determinado por las limitaciones antes expuesta, y una orientación seria, subcuencas cuya área de aportación sea menor de 500 Ha (5.0 Km<sup>2</sup>), cada subcuenca tiene su punto de control sobre el cauce principal de la cuenca, por lo tanto, algunas de las características morfométricas que requiere HEC-HMS para realizar los cálculos no están explícitas en las ventanas las cuales son: las pendientes y longitud del cauce principal y de las laderas son necesarias para calcular los tiempos de concentración y los diagramas área-forma que son datos de entrada para los métodos de hidrogramas unitarios sintéticos.

Las características morfométricas que deben considerarse para cada subcuenca son las siguientes: Área de las subcuencas: que define todos los cálculos de capacidad y conversión de los volúmenes de lluvia en escorrentía, es el factor morfométrico de mayor importancia en hidrología; Longitud y pendientes del cauce principal: que determina los tiempos de concentración de las subcuencas y los tiempos de viaje en el método de la onda cinemática; Curvas de nivel y diagramas área-tiempo y área forma: determina la concentración de caudales en función del tiempo y de la forma de la cuenca en el método del Hidrograma Unitario.



## B. Información de la precipitación histórica o de diseño

Puede ser determinada utilizando las marcas que deja el río al haber una correntada, así como también por medio de registros históricos de correntadas, utilizando información tabulada de ríos y riachuelos específicos de la zona, si existe.

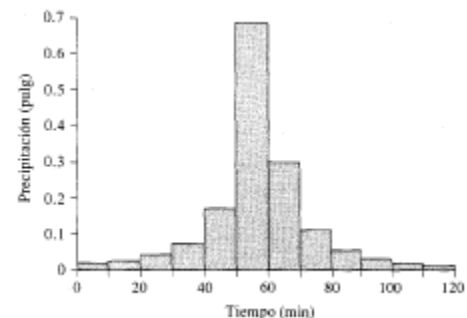
Si además se tienen registros adecuados de Pluviógrafo en la cuenca vertiente se pueden relacionar hidrogramas con Pluviogramas para determinar el Hidrograma Unitario y el Índice de Infiltración de la cuenca en estudio, y estimar por métodos probabilísticos los picos de creciente y sus correspondientes hidrogramas para diferentes períodos de retorno.

En este caso la cuenca está representada por un Hidrograma Unitario que depende de la morfometría de la cuenca, por un Índice de Infiltración y por un Caudal Base; la lluvia queda definida por cuatro factores: Intensidad de la lluvia, Duración de la lluvia, Hietograma y Período de Retorno, y el Hidrograma de creciente es función de todos los factores hidrometeorológicos.

Desafortunadamente la mayoría de las corrientes naturales no cuentan con información suficiente para aplicar esta metodología y por esa circunstancia está generalizado el uso de métodos empíricos que utilizan relaciones lluvia-cuenca-caudal. En la actualidad, en uso de los softwares, es necesario la elaboración de un hietograma de precipitaciones a través de las curvas IDF, según el período de retorno seleccionado, según el método de los bloques alternos.

### i. Hietograma de lluvia, según el método del bloque alternativo

Es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de Intensidad-Duración-Frecuencia. Para obtener el hietograma de una probabilidad o período de retorno dado se define el intervalo de tiempo  $\Delta t$  para considerar la variación de las intensidades, el tiempo total de la tormenta y el período de retorno de diseño  $T_r$  y se procede de la siguiente forma: Se estima el



número de intervalos a definir, dividiendo el tiempo total de la tormenta entre el intervalo de tiempo sucesivo de duración,  $\Delta t$  (*escogido*); Se estima, para cada tiempo final  $t_i$  de cada intervalo  $i$ , la Intensidad máxima en la curva IDF correspondiente al período de diseño; Se calcula la lámina total, para cada intervalo  $L_{ti}$ , multiplicando la  $I_{maxi}$  por  $t_i$ ; Se calcula la lámina de cada intervalo  $L_i$  mediante la expresión  $L_{ti} - L_{ti-1}$ ; Se calcula la intensidad de cada intervalo  $I_i$  dividiendo  $L_i$  entre el intervalo  $\Delta t$ .

Por lo tanto, para estos estudios hidrológicos se tendrá que elaborar tres hietogramas de precipitaciones, para períodos de retornos de 25, 50 y 100 años para la evaluación Hidro técnica.

### **C. Datos de estaciones, ponderados según su influencia**

Registros de tormentas (día de inicio y finalización e intervalo de medición en minutos) y precipitaciones totales en las estaciones pluviográficas y pluviométricas localizadas dentro de la cuenca y su ponderación espacial y temporal de los datos de las estaciones para cada subcuenca (p.ej. polígonos de Thiessen), así como su índice de precipitación para cada subcuenca.

#### **ii. Polígonos de Thiessen**

La lluvia media se calcula como un promedio ponderado de las precipitaciones registradas en cada estación pluviométrica, usando como peso el área de influencia sobre la cuenca, o sea que toma en cuenta la distribución de las estaciones pluviométricas en el área de la cuenca, pero no los factores topográficos y otro tipo que afectan la distribución de la lluvia. Este método se puede utilizar para una distribución no uniforme de estaciones pluviométricas.

$$P_m = \frac{1}{A} \sum P_i A_{influencia_i}$$

### iii. Ponderación con el inverso de la distancia

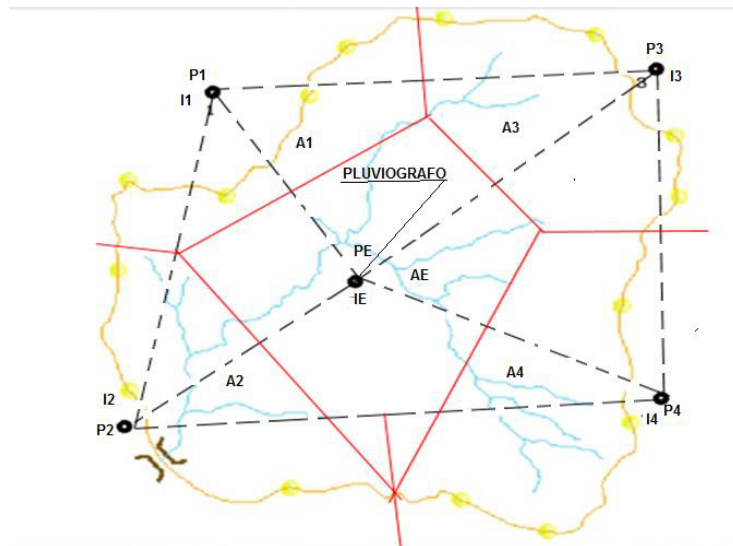
Este método relaciona la influencia de la lluvia en una estación para el cálculo de la misma en cualquier otro punto, es inversamente proporcional a la distancia al cuadrado de los puntos.

$$P_m = \frac{\sum P_i \left(\frac{1}{d_i}\right)^2}{\sum \left(\frac{1}{d_i}\right)^2}$$

Localización coordenada de las estaciones dentro de la cuenca (latitud y longitud de cada una) y se especifican los nodos para cada subcuenca. Para cada uno de los nodos, definición del índice de precipitación, la ponderación y su localización coordenada (latitud y longitud).

La aplicación de los métodos anteriores, para el cálculo de la precipitación promedio de la cuenca da resultados comparables, especialmente cuando hay períodos largos de la información.

**GRAFICA 4.- INTERPRETACION DE LOS POLIGONOS DE THIESSEN Y LA DISTANCIA INVERSA**



### **3.2.2 INFORMACIÓN ACERCA DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO**

El exceso de precipitación o precipitación efectiva es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo, lo cual se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca, lo cual representa una componente clave para el estudio de las relaciones lluvia – escorrentía, por lo tanto, la diferencia entre el hietograma de lluvia total que se observa y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas.

#### **3.2.2.1 Pérdidas iniciales y constantes**

Las abstracciones por interceptación y almacenamiento en depresiones se estiman con base en la naturaleza de la vegetación y de la superficie del terreno o se suponen despreciables en una tormenta Grande, las cuales se consideran como Pérdidas iniciales (mm).

Si el agua se encharca en la superficie, la infiltración ocurre a la tasa de infiltración potencial. Si la tasa de suministro de agua a la superficie, por ejemplo, la lluvia, es menor que la tasa de infiltración potencial, entonces la tasa de infiltración real también será menor que la tasa potencial. A la capacidad de infiltración solo se llega durante una lluvia de exceso de precipitación si es mayor o igual a cero. En caso contrario, la capacidad de absorción de agua del suelo no es máxima, y por consiguiente no es igual a la capacidad de infiltración. Si la lluvia es suficientemente intensa, el contenido de humedad del suelo aumenta y su superficie alcanza la saturación. En este momento se empieza llenar las depresiones del terreno, es decir, se originan los charcos y comienza a producir flujo sobre la superficie hasta este instante se le llama tiempo de encharcamiento. Si la lluvia sigue siendo intensa, las fuerzas capilares pierden importancia frente a las fuerzas gravitacionales, pues el contenido de humedad del suelo aumenta y la capacidad de infiltración disminuye con el tiempo.

#### D. Número de Curva

El Servicio de Conservación de Suelo desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para una tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación caída; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca es menor o igual a alguna retención potencial máxima  $S$ .

Este procedimiento se basa en las dos hipótesis siguientes:

1. La precipitación comienza a producir escorrentía directa (o comienza a producirse precipitación neta,  $P_n$  cuando la precipitación total caída hasta ese momento ( $\sum P$ ) supera un umbral inicial, o abstracción inicial ( $I_a$ ) antes del encharcamiento. Se considera que ese umbral inicial es el 20% de la máxima abstracción potencial posible ( $S$ ).
2. Puede establecerse la siguiente proporción en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{\text{Abstraccion producida}}{\text{Abstraccion maxima}} = \frac{P \text{ neta producida}}{P \text{ neta maxima}}$$

La idea de esta hipótesis es que, si en un momento del transcurso de la precipitación la capacidad de abstracción del suelo está al 30% de su capacidad máxima, hasta ese mismo momento habrá generado escorrentía directa el 30% de la precipitación caída (descontando la abstracción inicial  $I_a$ ).

Estableciendo una expresión matemática de la segunda hipótesis, podemos expresar:

- a. La precipitación caída (menos la abstracción inicial) o a escurrido superficialmente o ha sido abstraída, se puede expresar como:

$$(\sum P - I_a) = \sum P_n + \text{Abstraccion producida}$$

- b. El máximo valor posible de  $P$  neta (que podría generar escorrentía) sería toda la caída menos la abstracción inicial, o sea:

$$P_{neta\ maxima} = \sum P - I_a$$

Dónde:  $P$  - precipitación total,  $P_n$  - precipitación neta producida;  $I_a$  - abstracción inicial,  $S$  - Abstracción máxima.

Sustituyendo las expresiones resulta:  $\frac{(\sum P - I_a) - \sum P_n}{S} = \frac{\sum P_n}{\sum P - I_a}$ . Del principio de continuidad:

$\sum P = \sum P_n + I_a + F$ . Despejando  $P_n$  neta producida ( $\sum P_n$ ), obtiene

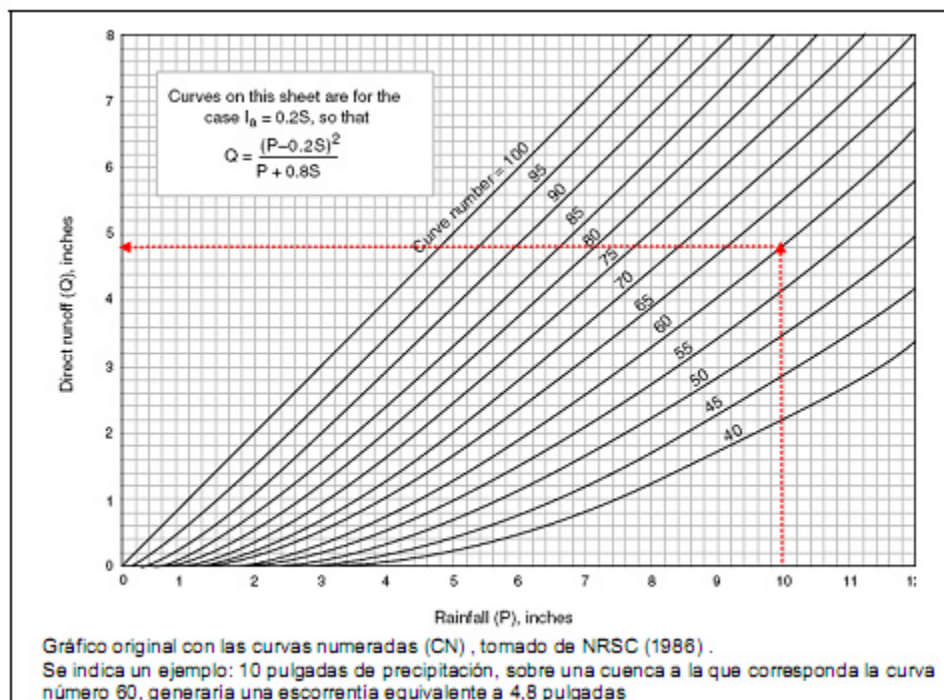
$$\sum P_n = \frac{(\sum P - I_a)^2}{S + (\sum P - I_a)}$$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS. Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica que la abstracción inicial era aproximadamente el 20% de la abstracción máxima, o sea:  $I_a = 0.2S$ . Sustituyendo en la expresión última se obtiene:

$$h = \sum P_n = \frac{(\sum P - 0.2S)^2}{\sum P + 0.8S}$$

Al representar gráficamente la ecuación de la precipitación neta en función de la precipitación caída para muchas cuencas, el SCS encontró curvas como el grafico siguiente:

**GRAFICA 5.- Solución de las ecuaciones de escorrentía del SCS.**



**Fuente: Soil Conservation Service, 1972**

Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de curva  $CN$ , tal que  $0 \leq CN \leq 100$ . Para superficies impermeables y superficies de agua  $CN = 100$ ; para superficie naturales  $CN < 100$ . Para distintos valores de  $S$  se consideró conveniente el siguiente cambio de variable:  $CN = \frac{1000}{10+S}$ , donde  $S$  – pulgadas. Si la máxima abstracción  $S$ , no está expresada en pulgadas sino en mm, esta expresión se convierte en la siguiente:  $CN = \frac{25400}{254+S}$ . Los números de curva que se muestran en la gráfica 4 se aplican para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalente pueden calcularse por:  $CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10-0.058CN(II)}$  y  $CN(III) = \frac{23CN(II)}{10+0.13CN(II)}$ .

En la siguiente tabla se muestra el rango para las condiciones antecedentes de humedad para cada clase.

**TABLA 1.- Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC)**

Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) Para el método de abstracciones de lluvia del SCS.		
Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (plg)	
	Estación inactiva	Estación de crecimiento
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

*Fuente: Soil Conservation Service, 1972.*

Los números de curva han sido tabulados por SCS con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos: Grupo A: arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados, Grupo B: suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa, Grupo C: margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenido de arcilla, Grupo D: suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de uso de tierra en estos tipos de suelos se dan en la tabla siguiente:



**TABLA 2.- Números de curva de escorrentía según SCS.**

Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a=0.2S$ )				
Descripción del uso de la Tierra	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada <sup>1</sup> : sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
Tierra cultivada <sup>1</sup> : con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
Pastizales: condiciones optimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones optimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
Bosques: cubierta buena <sup>2</sup>	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campo de golf, cementerios, etc. Óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o mas	39	61	74	80
Áreas abiertas, césped, parques, campo de golf, cementerios, etc. Condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residenciales <sup>3</sup>				
Tamaño promedio de lote	Porcentaje promedio impermeable <sup>4</sup>			
1/8 acre o menos	65	77	85	90
1/8 acre	38	61	75	83

Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, I <sub>a</sub> =0.2S)					
Descripción del uso de la Tierra		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc. <sup>5</sup>		98	98	98	98
Calles y carreteras					
Pavimentos con cunetas y alcantarillados <sup>5</sup>		98	98	98	98
Grava		76	85	89	91
Tierra		72	82	87	89

1. Para una descripción más detallada de los números de curva para usos agrícolas e la tierra, remitirse a SCS, 1972, cap. 9.
2. Una buena cubierta está protegida de los pastizales, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.
3. Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los accesos se dirige hacia la calle, con un mínimo de agua del techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.
4. Las ares permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buenas condiciones para estos números de curva.
5. En algunos países con climas más cálidos se pueden utilizar 95 como número de curva.

Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se elabora un mapa de uso y tipo de suelo y se puede calcular un CN compuesto.

$$CN_{compuesto} = \frac{\sum(\%)(CN)}{100}$$

### 3.2.3 MÉTODO DE TRANSFORMACIÓN DE LLUVIA A ESCORRENTÍA

Este es la parte más importante del modelo de simulación, lo constituyen los modelos para calcular la escorrentía directa producida por la precipitación neta.

Existen numerosos métodos de modelado transformaciones de escurrimiento para cada subcuenca, tales como: hidrograma unitario de Clark, onda cinemática, hidrograma unitario de SCS, hidrograma unitario de Snyder e hidrograma unitario que representa a la cuenca en estudio. Todos estos métodos están integrados en el programa HEC HMS.

### **3.2.4 COMPONENTE DE DATOS DE SERIE DE TIEMPO**

El modelo de precipitación contiene los datos de precipitación, ya sea histórico o hipotético, para el modelo. Este componente permite seleccionar uno de seis patrones de precipitación (tipos de hietogramas) del evento de tormenta que más se ajuste a las posibles condiciones de la cuenca, incluyendo la introducción manual de los datos de la lluvia de diseño.

### **3.2.5 COMPONENTE DEL MODELO METEOROLÓGICO**

En este componente se asocia los registros de los pluviógrafos con la subcuenca que le corresponda, así mismo los datos de los pluviómetros en correspondencia de las áreas de influencia según el método de Thiessen con las subcuencas (o la distancia inversa). Se pueden introducir precipitaciones reales o hipotéticas o tormenta de diseño.

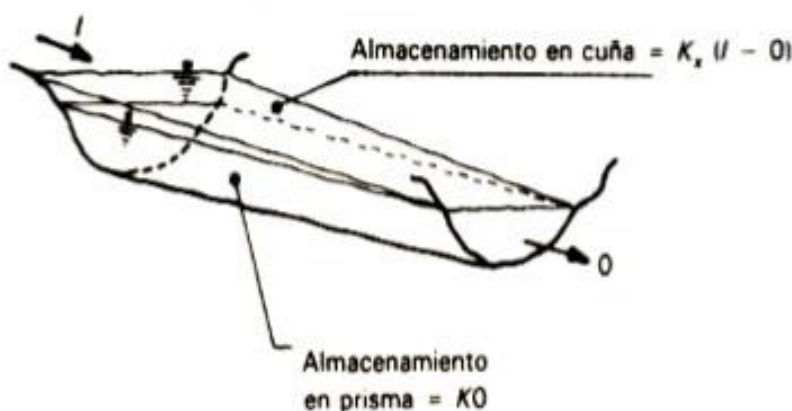
### **3.2.6 COMPONENTE DEL CONTROL DE ESPECIFICACIONES**

El modelo de Control contiene toda la información de temporización para el modelo, incluyendo el inicio y pasos de tiempo del modelo y detiene la fecha y tiempos de la simulación. Este componente incluye las fechas de inicio y culminación de los datos de lluvia y caudal para la simulación (u optimización) y los intervalos de tiempo para realizar los cálculos, o sea se define la resolución del hidrograma resultante. El incremento de tiempo no debe ser menor que el 29% del tiempo de retardo (Lag time). El Lag time se puede estimar mediante el tiempo de concentración como el 60%.

### 3.2.7 CAUDAL SEGÚN EL MÉTODO DE TRANSITO DE AVENIDA

El tránsito de avenidas es un procedimiento matemático para predecir el cambio en magnitud, velocidad y forma de una onda de flujo en función del tiempo (Hidrograma de Avenida), en uno o más puntos a lo largo de un curso de agua (Cauce o canal). Este método se aplica para transitar el Hidrograma obtenido en el punto de control de una subcuenca, hacia el próximo punto de control sobre el cauce principal de la cuenca. El tránsito permite amortiguar los caudales a través del tiempo con el propósito de simular la condición del flujo en el cauce del río.

**FIGURA 1 .- TRANSITO DE AVENIDA EN CAUCE**



Este método modela el almacenamiento volumétrico de creciente en el canal de un río o un cauce mediante la combinación del almacenamiento de cuña y prisma. Durante el avance de la onda de creciente, el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida, siendo un almacenamiento de cuña.

Suponiendo que el área de la sección transversal ( $A = \frac{O}{v}$ ) del flujo de creciente es directamente proporcional al caudal en la sección, el volumen de almacenamiento por el prisma es igual a  $KO$ , donde  $K$  es un coeficiente de proporcionalidad. Si el volumen de almacenamiento ( $V = AL = \frac{O}{v}L = KO; K = \frac{L}{v}$ ). El volumen de almacenamiento por cuña es igual a  $KX(I - O)$ , donde  $X$  es un factor de ponderación dentro del rango  $0 \leq X \leq 0.5$ .

El almacenamiento total seria:

$$S = KO + KX(I - O)$$

$I$  – caudal de entrada,  $O$  – caudal de salida,  $X$  – parámetro que depende del almacenamiento en cuña,  $K$  – tiempo de retardo de la onda de avenida.

Esta ecuación representa un modelo lineal para el tránsito de caudales en corrientes. Los valores de almacenamiento en dos instantes de tiempo:

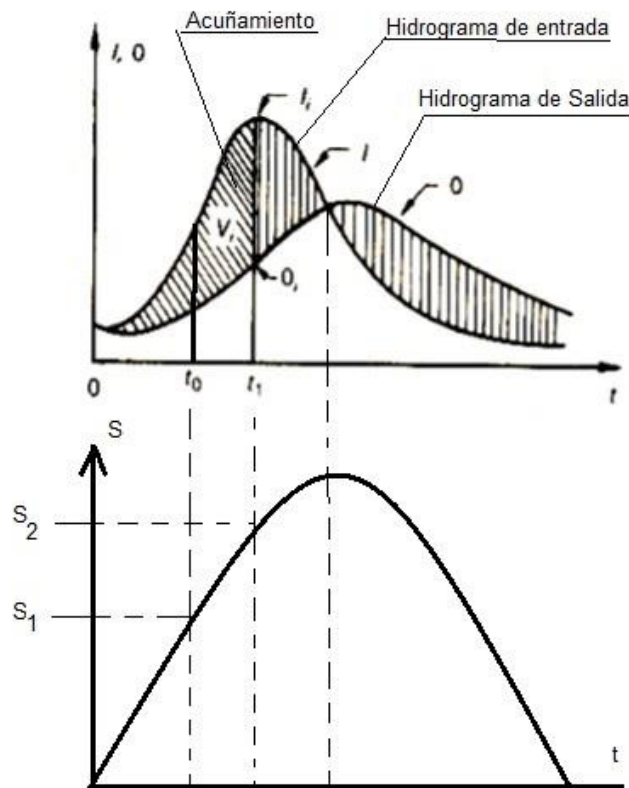
Un instante antes del tránsito

$$S_1 = KO_1 + KX(I_1 - O_1) = K[XI_1 + (1 - X)O_1]$$

y al momento del tránsito que produce el almacenamiento

$$S_2 = KO_2 + KX(I_2 - O_2) = K[XI_2 + (1 - X)O_2]$$

**FIGURA 2.- MODELACION DEL TRANSITO DE AVENIDA EN CAUCE**



El cambio de almacenamiento (acuífamiento) durante el intervalo de tiempo (tiempo de transito)  $t = t_1 - t_0$ , sería

$$S_2 - S_1 = K\{[XI_2 + (1 - X)O_2] - [XI_1 + (1 - X)O_1]\}$$

El cambio en el almacenamiento ( $S_2 - S_1$ ) se puede expresar

$$S_2 - S_1 = \left[ \left( \frac{I_1 + I_2}{2} \right) t \right] - \left[ \left( \frac{O_1 + O_2}{2} \right) t \right]$$

Donde los términos representan el área del trapecio del caudal de entrada y de salida respectivamente. Los valores  $I_1$  e  $I_2$ , caudales del hidrograma de entrada antes y al momento del tránsito, se conocen debido a que han sido especificado (hidrograma producido del drenaje de la cuenca de una tormenta específica), cuando no se tiene información hidrológica para obtener estos hidrogramas, por su simplicidad se puede obtener a través del hidrograma triangular sintético.

Los valores  $O_1$  y  $O_2$  se conocen en el intervalo del tiempo de tránsito a partir de los cálculos hechos durante el intervalo de tiempo de tránsito. Combinando las ecuaciones anteriores, se tiene la ecuación de tránsito.

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$

$O_2$  – caudal de salida al momento del tránsito,  $O_1$  – caudal de salida un instante ante del tránsito,  $I_1$  – caudal de entrada un instante ante del tránsito y  $I_2$  – caudal de entrada al momento del tránsito.

Donde los coeficientes de rugosidad del cauce son:  $C_0 = -\frac{(KX-0.5t)}{(K-KX+0.5t)}$   $C_1 =$

$\frac{(KX+0.5t)}{(K-KX+0.5t)}$   $C_2 = \frac{[K(1-X)-0.5t]}{(K-KX+0.5t)}$ , si se encuentran disponibles hidrogramas de

entrada y de salida observado en una estación para el tramo del cauce en estudio, pueden determinarse los valores de K y X. Para cauces naturales efímeros los valores de X varían entre 0.10 – 0.30.

### 3.2.7.1 Parámetros del tránsito de avenida en cauce

Ya generado los hidrogramas producidos por cada subcuenca a través de su punto de control. Se procede a esquematizar el posible sistema de drenaje que puede tener la cuenca en general, por lo tanto, se puede disponer una secuencia lógica para la aplicación del tránsito. Este método se aplica para transitar el Hidrograma obtenido en el punto de control de una subcuenca, hacia el próximo punto de control sobre el cauce principal de la cuenca. El tránsito permite amortiguar los caudales a través del tiempo con el propósito de simular la condición del flujo en el cauce del río.

#### E. Velocidad de tránsito ( $V_t$ )

Para el primer tránsito es la velocidad del flujo en la primera subcuenca. Se calcula con la fórmula de velocidad

$$V_t = \frac{L}{t_c}$$

$V_t$  - velocidad del flujo,  $L$  - longitud total del cauce en la subcuenca,  $t_c$  - tiempo de concentración en la subcuenca.

Si más de una subcuenca convergen en el punto de cual se inicia el tránsito, será el promedio aritmético de las velocidades del flujo en cada subcuenca.

$$V_t = \frac{1}{n} (V_1 + V_2 + \dots + V_n)$$

$n$  - la cantidad de subcuenca que convergen en el punto a partir del cual se hará el tránsito.

Para el segundo tránsito y los posteriores es el promedio aritmético considerando la velocidad del flujo en cada subcuenca que converge en el punto donde inicia el tránsito incluida la velocidad del o los tránsitos (inmediatos anterior) realizados hasta dicho punto.

#### **F. Longitud de tránsito ( $L_t$ )**

Es la distancia entre dos puntos de control consecutivos, medidos sobre el cauce principal de la cuenca.

#### **G. Tiempo de retardo ( $K$ )**

Representa el desfase entre el tiempo pico del Hidrograma a transitar y el tiempo pico del Hidrograma transitado.

$$K = \frac{L_t}{V_t}$$

$K$  - tiempo de retardo,  $L_t$  - longitud del tramo del cauce principal a través del cual se hará el tránsito,  $V_t$  - velocidad del tránsito a realizar.

#### **H. Tiempo del hidrograma a transitar ( $t$ )**

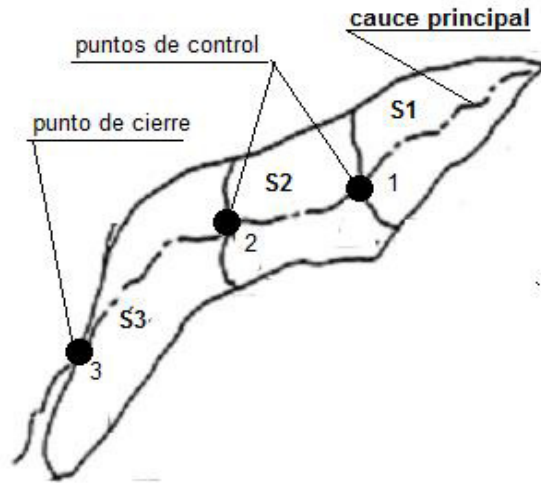
En primera instancia sería la mitad del tiempo pico del hidrograma a transitar. Si al menos un coeficiente de rugosidad de la ecuación del tránsito es negativo, se debe proponer un tiempo de tránsito que produzca coeficientes de rugosidad del cauce mayores que cero, para lo cual se sugiere la siguiente expresión  $2KX < t < t_c$ , para obtener coeficientes de rugosidades positivas.

#### **3.2.7.2 Aplicación del Método del tránsito de avenida**

El procedimiento se realiza de aguas arriba hacia aguas abajo del primer punto de control y utilizando el hidrograma en este punto, ver figura 3. Si dos o más subcuencas convergen en dicho punto, se hará una suma de Hidrograma y el Hidrograma resultante se transita hacia el segundo punto de control. Si dos o más subcuencas son convergentes al punto de control, se deberá hacer una suma de hidrogramas de dichas subcuencas obteniéndose un hidrograma resultante, el cual se deberá transitar hacia el segundo punto de control. Observando la figura 3, se puede determinar la siguiente secuencia lógica del tránsito.



**FIGURA 3 .- Modelación de la secuencia lógica del tránsito de avenida en cauce**



**Paso 1: Tránsito de hidrograma de la subcuenca  $S_1$  se transita desde el punto de control 1 al punto de control 2**

Una vez calculado los parámetros de tránsito y los coeficientes de rugosidad del cauce, se procede a realizar el tránsito del Hidrograma por medio de la ecuación del tránsito. El tránsito se concluye cuando el caudal de salida ( $O_2$ ) alcanza el valor cero en un tiempo total acumulado que resulta de sumar consecutivamente el intervalo de tiempo ( $t$ ) del hidrograma a transitar. Después de obtiene un gráfico del hidrograma transitado.

**Paso 2: Suma de hidrograma transitado desde el punto de control 1 al punto de control 2 con el hidrograma de aportación de la subcuenca  $S_2$  al cauce**

El hidrograma transitado desde el punto de control 1 al punto de control 2, de la subcuenca  $S_1$ , se suma con el hidrograma de la  $S_2$  que aporta caudal en el tramo de tránsito, o sea desde el punto de control 1 al punto de control 2. La suma se logra, sumando caudales que lleguen al mismo tiempo hacia el punto de control. El tiempo se ordena de menor a mayor de los hidrogramas a sumar, habrá tiempo que no le corresponda caudales, por lo tanto, habrá que interpolarlo para obtenerlos y así sumarlos.

### **Paso 3: El hidrograma resultante de la suma se transita**

El hidrograma suma obtenido se transita con los parámetros de tránsito y los coeficientes de rugosidad del tramo de tránsito, o sea desde el punto de control 2 hacia el punto de control 3 (punto de cierre la cuenca). Obteniéndose un hidrograma transitado en ese tramo.

### **Paso 4: Suma de hidrograma transitado desde el punto de control 2 al punto de control 3 con el hidrograma de aportación de la subcuenca $S_3$ al cauce.**

El hidrograma transitado desde el punto de control 2 al punto de control 3, se suma con el hidrograma de la  $S_3$  que aporta caudal en el tramo de tránsito, o sea desde el punto de control 2 al punto de control 3. La suma se logra, sumando caudales que lleguen al mismo tiempo hacia el punto de control. El tiempo se ordena de menor a mayor de los hidrogramas a sumar, habrá tiempo que no le corresponda caudales, por lo tanto, habrá que interpolarlo para obtenerlos y así sumarlos. De esta forma se obtiene un hidrograma resultante total en el punto de cierre de la cuenca, para condiciones de diseño de una obra hidráulica como puente o alcantarilla se selecciona el caudal máximo obtenido en este hidrograma resultante total correspondiente a un período de retorno seleccionado.

### **3.2.8 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS EN PUENTES**

Para realizar el estudio hidráulico de puentes, en primer lugar, se debe realizar el estudio hidrológico con el objetivo de obtener la avenida de diseño o el caudal máximo en condiciones de crecida.

Para obtener la avenida de diseño o el caudal máximo en la sección de interés de un cauce natural (río o quebrada) además de los métodos de análisis regional e hidráulico (sección-pendiente y modelamientos), existen dos formas más comunes de obtenerlo

1. La primera consiste en la aplicación de teorías estadísticas a series históricas de caudales máximos (método hidrológico) registrados en el tramo fluvial de interés o cercano a él.
2. La segunda forma, se refiere a los métodos indirectos mediante el uso de relaciones precipitación escurrimiento (método hidrometeorológico), a partir de información pluviométrica registrada en el área o cuenca hidrográfica de interés.

La avenida de diseño o caudal máximo está asociado a un período de retorno específico (parámetro de diseño) y éste a su vez depende del riesgo de falla y vida útil de la obra.

En base a ello, se recomienda lo siguiente: Para obtener la avenida de diseño en el tramo fluvial de emplazamiento del puente, se deberá compatibilizar el período de retorno del evento hidrológico, con el riesgo admisible y la vida útil de la obra, este último obviamente, dependerá del tipo de material constitutivo del puente. En caso de que el puente se construya en una ciudad con alta densidad de población, o se ubique medianamente aguas abajo de ésta, sobre un río de amplias llanuras de inundación, el período de retorno debe ser superior a 100 años, Para la estimación de la profundidad de socavación, el período de retorno mínimo deberá ser igual al utilizado en el diseño del puente y para un caudal de no más de 500 años de período de retorno que es el caudal para verificar la estabilidad de la cimentación del puente. En ese caso, se considera que se trata de un evento extremo.

El cálculo hidráulico significa en primer lugar determinar la capacidad hidráulica de la sección de escurrimiento, es decir si el caudal de diseño pasa adecuadamente a través de la estructura hidráulica, luego determinar la sobreelevación del nivel de agua provocada por la presencia de la estructura y estimar el nivel de socavación potencial. Para el estudio de la capacidad hidráulica y el cálculo de la sobreelevación del nivel de agua, se realiza un cálculo en régimen permanente gradualmente variado, la cual permite calcular niveles de agua cuando la geometría fluvial es irregular.

El modelo matemático utilizado corresponde a un flujo unidimensional, no uniforme, permanente y de lecho fijo. El modelo se basa en la aplicación de la Ecuación de la Energía o sea la Ecuación de Bernoulli. El cálculo iterativo se puede realizar mediante dos métodos, el primero es el método del paso directo y el segundo es el método del paso estándar.

### **3.3 ANALISIS HIDRAULICO**

La función primordial de un puente es la de dar continuidad a la carretera, salvando, para ello, los obstáculos naturales o artificiales que se encuentren en su trazado. Esta obviedad cobra especial relevancia si el obstáculo a salvar es un cauce fluvial.

En el escenario de los puentes, el proceso de erosión es un aspecto relevante en tanto en cuanto el restablecimiento del equilibrio dinámico del cauce, puede ser un factor de vulnerabilidad para el puente, asociado fundamentalmente a fenómenos de socavación de sus cimentaciones. Es importante tener en cuenta que un puente no será estable si no lo es el tramo fluvial comprometido. El río es por naturaleza esencialmente móvil y cambiante. En consecuencia, el estudio de un puente que interactúa con un río no puede independizarse del correspondiente estudio de Hidráulica Fluvial. La estabilidad fluvial, lograda durante cientos o miles de años por el río, puede verse seriamente alterada por la construcción de un puente.

La profundidad del estudio hidráulico tiene que depender de ciertas características del puente en particular, como podrían ser: su importancia dentro de la red vial, consecuencias de su falla, costo, tipo de estructura, riesgos aceptables, etc. A las que debe añadirse las correspondientes al río.

Para ello se hace necesario estimar objetivamente el riesgo potencial de colapso del puente, frente a una avenida extraordinaria, atendiendo a la hidráulica fluvial, basándose en parámetros geomorfológicos del cauce y en la propia hidráulica del puente. Además, puede ser que en el momento de la inspección no se hayan manifestado signos (socavaciones ligeras, leves descalces, depósitos de acarreos) que puedan indicar de forma evidente que existe riesgo. Esto nos lleva a considerar,

en la evaluación del conjunto puente-cauce, un riesgo potencial y no un riesgo certero, gobernado por las relaciones cualitativas y cuantitativas entre todas las variables que se consideren.

Todo esto parece muy prometedor, pero ¿es técnicamente viable y suficientemente fiable? Al objeto de contestar a esta pregunta, pero, sobre todo, de resolver el problema de la evaluación del riesgo potencial de socavación de los puentes sobre cursos de agua, se ha desarrollado una metodología de inspección del puente y de su entorno y se han definido unos criterios para poder cuantificar dicho riesgo.

La ubicación de un puente es una modificación que perturba el equilibrio del río. Los pilares de los puentes y estribos cuando son ubicados en el cauce mismo causan alteraciones locales del flujo y estrechamientos del ancho del río. Estos fenómenos a su vez empiezan a actuar sobre la estructura produciendo deterioros en ella que pueden ir de leves hasta muy graves. El problema más común encontrado en la falla de puentes es la degradación general del lecho y la socavación de cimentaciones, pilares y estribos; menos común, es la agravación del cauce debajo del puente.

### **3.3.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS**

#### **3.3.1.1 Datos generales**

El levantamiento topográfico que se requiere debe abarcar el tramo involucrado donde se proyectará el puente, recomendándose que dicho levantamiento topográfico debe comprender lo siguiente: En ríos con amplias llanuras de inundación donde el puente produzca contracción del flujo de avenida el levantamiento abarcará 12 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 6 veces hacia aguas abajo. En ríos donde el puente no produzca contracción del flujo de avenida y ofrezca una pendiente pronunciada el levantamiento topográfico abarcará 8 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 4 veces hacia aguas abajo. El levantamiento topográfico no debe ser menor a 150 m aguas arriba y 150 m aguas abajo del eje del puente propuesto, En caso de que el eje del puente propuesto se ubique cerca de la desembocadura con un río principal, lago o mar el levantamiento topográfico

deberá incluir la zona de confluencia. Sin embargo, el requerimiento mínimo para el levantamiento topográfico puede extenderse o limitarse, sin perjudicar los objetivos del proyecto.

Documentos disponibles (mapas, fotografías aéreas, reportes previos), nombre del Río, nombre del camino y tramo, ubicación del cruce, tipo de puente, longitud y número de claros, elevación de la rasante del puente, orientación del puente, orientación de las pilas.

#### **3.3.1.2 Ubicación del puente**

La elección de la ubicación del puente debe ser la óptima, desde el punto de vista hidráulico, geotécnico y de diseño Vial; es decir debe ser tal, que el curso natural no afecte su estabilidad y a su vez el puente no produzca cambios morfológicos en el curso natural.

De preferencia en los proyectos de carreteras, es recomendable que la ubicación del puente sea definida en la etapa inicial de un estudio; para ello, los especialistas en Trazo - Diseño Vial, Hidráulica y Geotecnia; evaluarán las condiciones existentes tanto aguas arriba, como aguas abajo, en una longitud no menor a 300 m. (a partir de los cruces o vados existentes). Esta actividad permitirá programar: los levantamientos topográficos para el modelamiento hidráulico, requerimientos de estudios de suelos, ubicación de las prospecciones geotécnicas, toma de muestra de los sedimentos, u otro que sea necesario y pueda preverse oportunamente.

#### **3.3.1.3 Secciones transversales**

Entonces, se recomienda que el levantamiento topográfico debe incluir la estructura existente, niveles de agua actuales, marcas de agua en la estructura existente, toma del perfil longitudinal del curso natural, secciones transversales del curso natural espaciados no mayor a 0.5 veces el ancho del cauce principal del curso natural y otros aspectos y/o singularidades de relevancia para el estudio hidráulico, teniendo en cuenta además la forma irregular que generalmente presentan las secciones transversales de los cauces naturales, el levantamiento

topográfico deberá representar la zona en estudio adecuadamente de tal manera que permita identificar puntos altos, bajos e irregularidades del lecho como islotes, zonas de depresión asociadas a socavación, etc.

Secciones transversales del cruce aguas arriba y aguas bajo del puente. Estas secciones transversales, se puede recomendar, se ubicarán a una distancia del puente aproximadamente igual a una vez su longitud total o donde se estime que el puente no interfiere más sobre el flujo tanto hacia aguas arriba (10 secciones cada 100 m) como aguas abajo (5 secciones cada 100 m). Para estudios en regiones del Atlántico, el levantamiento topográfico - Batimétrico deberá abarcar las áreas de inundación asociadas a las crecidas de los cursos naturales muy comunes en esta zona, es decir el levantamiento topográfico deberá cubrir toda la zona afectada por este fenómeno relevante para el estudio.

### **3.3.2 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DEL RÍO**

Tipo de río (perenne, efímero, torrencial, aluvial), afluentes y posibles remansos provocados por estos, posibles influencias de las mareas si el cruce se localiza cerca a la desembocadura del mar, función hidráulica probable de la corriente basado en registros de aforo y entrevistas con los vecinos que den información sobre magnitud, duración y frecuencia de las avenidas, épocas del año y daños causado, materiales de arrastre teniendo en cuenta su clasificación y sus dimensiones, tipos y dimensiones de cuerpos flotantes, tendencia a degradación o a gradación del cauce.

Determinación de los parámetros hidráulicos (velocidad, profundidad del agua, área mojada, perímetro mojado, etc.). Para obtener el coeficiente de Manning, se requiere de la experiencia del especialista para realizar las estimaciones, que puede apoyarse en antecedentes de casos similares, tablas y publicaciones técnicas disponibles, sobre la base de los datos recopilados en la etapa de campo. Se recomienda prácticas para la estimación del coeficiente de rugosidad en cauces naturales y se describen a continuación.

- ✓ Utilización de la ecuación de Cowan para la estimación del coeficiente de rugosidad.
- ✓ Cuando los lechos de los cauces naturales están constituidos por material pedregoso, donde el sedimento es representado por un diámetro medio, se recomienda el uso de la ecuación de Strickler para la estimación de  $n_0$ .

$$n_0 = 0.038D^{1/6}$$

D: Diámetro representativo de la rugosidad superficial (m)

El diámetro D es equivalente al diámetro  $D_{65}$ ,  $D_{90}$  o  $D_{95}$  dependiendo del acorazamiento del lecho. Particularmente, cuando los sedimentos ofrecen una granulometría gruesa y extendida, el diámetro medio de la coraza es cercano al  $D_{90}$  o  $D_{95}$  obtenido de la curva granulométrica original del lecho.

Las recomendaciones presentadas en los párrafos anteriores permiten la estimación del coeficiente de rugosidad asumiendo que el cauce natural presenta una rugosidad homogénea, sin embargo, en la naturaleza, los cauces naturales presentan secciones transversales que no tienen una rugosidad uniforme u homogénea, ofreciendo una rugosidad compuesta.

### **3.3.2.1 Borde libre**

El borde libre se define como el espacio libre entre el nivel máximo del flujo de crecida y el nivel inferior del tablero del puente estudiado, en el caso de cauce este proyectado, se determina según el caudal calculado por el estudio hidrológico.

El objetivo del borde libre es dejar pasar las fluctuaciones de flujo cuando la corriente interactúa con la estructura proyectada producto de la sobrelevación del flujo, por efectos de remanso, transporte de materiales flotantes como ramas, troncos e incluso árboles y otros materiales flotantes que transporta la corriente.

En nuestro país, la variación de las condiciones geográficas y la actividad humana sobre las cuencas hacen que los cursos naturales además de descargas líquidas



también se produzcan transporte de sólidos de fondo (material de acarreo), transportes en suspensión y en flotación como ramas y hasta árboles.

Es muy común que en los ríos de nuestro país haya abundante transporte de sólidos debido al carácter torrencioso de los mismos, con manifestada erosión de los suelos en las partes altas de las cuencas por actividad humana, muchas veces muy alejadas de los principios del uso racional de los recursos naturales.

Para el caso del diseño de puentes exige la consideración de un borde libre conveniente para dar paso no sólo al flujo (líquido y sólido) sino también a los materiales flotantes.

En la etapa de diseño de puentes, se recomienda lo siguiente: Cuando existe evidencia que la corriente transporta material sólido, troncos, u otros objetos voluminosos, el borde libre mínimo asociado al nivel de aguas máximas deberá ser, 2.5 m, En el caso que la corriente sea relativamente limpia, se considerará un borde libre de 2.0 m por encima del nivel de aguas máximas extraordinarias, En el caso de ríos navegables, la altura del borde libre se sujetará a lo establecido a normas nacionales e internacionales de navegación.

Elaboración de esquemas detallados en planta y perfil de la zona de cruce indicando todos los datos que a juicio del ingeniero sean relevantes para el estudio de la socavación del puente.

### **3.3.3 TIPOS DE FLUJO EN PUENTES**

El perfil de flujo permitirá obtener el nivel alcanzado por el agua para el caudal de diseño. El cálculo del perfil de flujo deberá incluir la presencia del puente proyectado, debido a que cuando el flujo interactúa con la estructura, se produce una sobreelevación del nivel de agua a la entrada del puente y una depresión del nivel de agua en la salida, este comportamiento es normal ya que el agua debe ganar energía potencial a fin de que pueda atravesar por la sección contraída. Una vez conocido los niveles de agua, el especialista puede establecer la altura mínima que ofrecerá el puente.

En resumen, en la zona de un puente se pueden presentar cuatro tipos de flujo cuando existe flujo libre a través del puente. Cuando se tiene condiciones de flujo libre en la zona del puente se dice que el flujo es bajo, en tanto que el flujo alto se considera cuando la estructura llega a actuar a presión o como un vertedero.

El flujo se reduce de un ancho  $B$  a un ancho  $b$ . La entrada y la salida de la reducción funcionan como una contracción y una expansión, respectivamente. Las zonas AB y CD representan los terraplenes de acceso del puente que estrechan el cauce y por lo tanto producen un efecto de remanso aguas arriba.

Varias secciones se estudian teóricamente a lo largo de la zona de influencia de un puente, tales como:

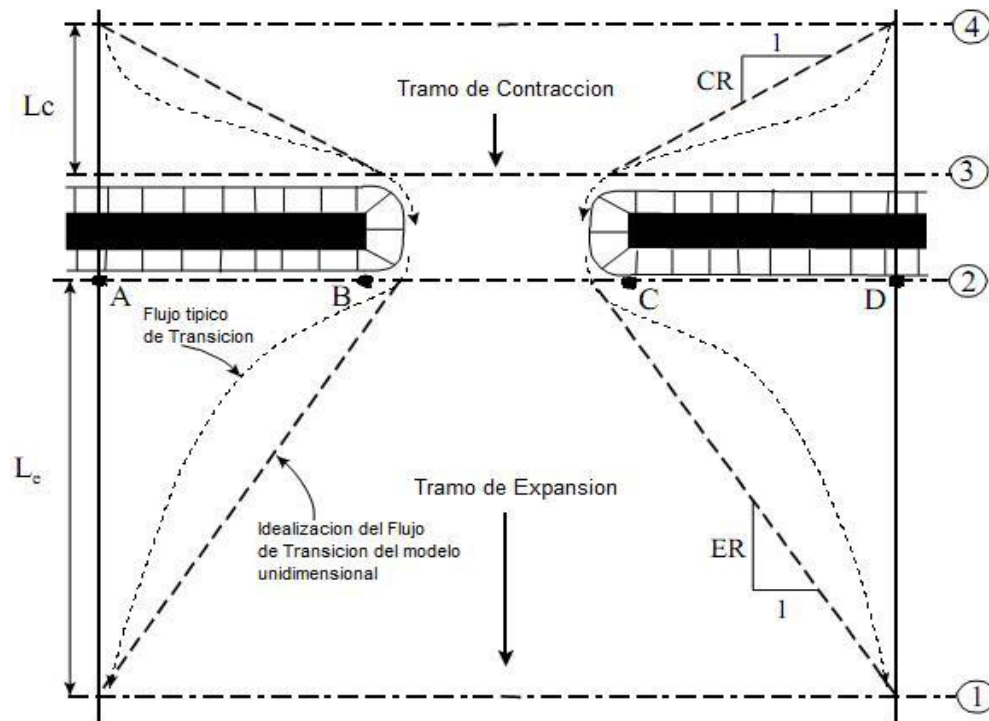
**Sección 4-4:** Sección aguas arriba hasta donde influye el remanso y posiblemente termina el flujo uniforme en el cauce de aproximación y comienza un flujo gradualmente variado, donde se inicia la contracción del flujo. Es la sección que representa la contracción del flujo; está situada a una distancia  $L_c$ .

**Sección 3-3:** Sección de ancho mínimo del flujo. El flujo se separa de las fronteras solidas siendo la contracción del flujo mayor que el ancho de la abertura. Esta sección puede estar separada de la sección aguas arriba del puente, en 1m.

**Sección 2-2:** Sección con menor profundidad de flujo. Es donde empieza ocurrir el retardo del flujo. Aguas debajo de esta sección se presentan remolinos de agua entre las fronteras solidas del terraplén y las laderas.

**Sección 1-1:** Sección aguas abajo donde se inicia la expansión del flujo con un régimen gradualmente o rápidamente variado retardado y a partir de esta sección se restablecen las condiciones de flujo uniforme.

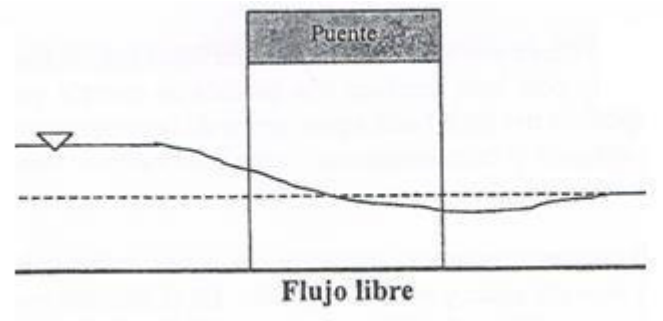
**GRAFICA 6.- Secciones transversales hidráulicas de Puentes**



Entre las secciones 2 y 1, el flujo es gradualmente variado a rápidamente variado acelerado. Entre las secciones 3 y 2, el flujo es como el que se produciría al pasar por un orificio. Entre las secciones 4 y 3, el flujo es gradualmente o rápidamente variado retardado. En resumen, en la zona de un puente se pueden presentar cuatro tipos de flujo cuando existe flujo libre a través del puente.

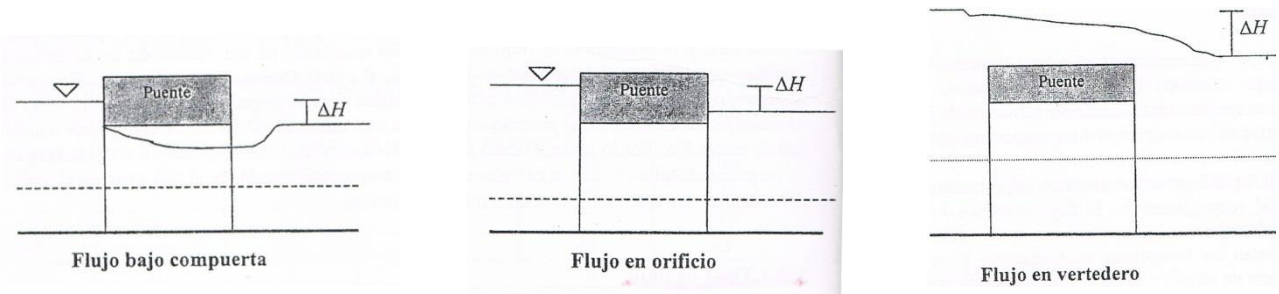
### 3.3.3.1 Flujos bajos

El siguiente enfoque es puramente teórico pero la mejor aproximación desde el punto de vista hidráulico de lo que ocurre en el sitio del cruce de un cauce o río con un puente cuando el flujo es bajo o libre, ya que no se cuenta con información suficiente de campo o de laboratorio para determinar lo que realmente ocurre en la práctica durante una creciente.



### 3.3.3.2 Flujos altos

Se considera que el puente está sometido a flujos altos cuando se presenta flujo a presión o en vertedero, situaciones que deben ser evitadas en el diseño, ver figura.



Esto sucede, cuando la elevación del nivel del agua, aguas arriba del puente es más alta que el punto más alto de la cuerda inferior del lado de aguas arriba de puente. Para calcular las elevaciones de la superficie del agua durante los flujos altos son: Balance de energía o Flujo a presión y/o vertedero. Estando seleccionado por defecto el de energía. Cuando se tiene condiciones de flujo libre en la zona del puente se dice que el flujo es bajo, en tanto que el flujo alto se considera cuando la estructura llega a actuar a presión o como un vertedero.

### 3.3.4 MODELACION HIDRÁULICA DE PUENTE SEGÚN HEC RAS

Cuatro diferentes enfoques de modelación hidráulica del flujo a través del puente se pueden usar para determinar los parámetros necesarios para calcular socavación:

#### 3.3.4.1 Flujo variado

El programa HEC RAS, fue desarrollado para realizar análisis de sistema de ríos, el cual facilita el cálculo de perfiles del agua y de los parámetros hidráulicos del cauce. Este programa permite desarrollar estudios de flujo unidimensional permanente y variado. Con regímenes subcrítico, supercrítico o ambos en tramos de cauces con pendientes menores del 10%.

### 3.3.5 SOCAVACIÓN EN PUENTE

La socavación es un fenómeno hidrodinámico que es la causa más frecuente de falla que afecta las cimentaciones de los puentes. Dicho fenómeno es una combinación de distintos procesos, unos que se producen a largo plazo y otros transitorios por el paso de avenidas.

El proceso de socavación en un puente se analiza como erosión potencial total y es de carácter estimativo, la cual combina la socavación producida en la sección del puente y sus inmediaciones, causada por el estrechamiento del cauce debido a su construcción y la socavación local que se produce en las inmediaciones de los pilares y estribos rodeados por la corriente del río. La socavación consiste en la disminución del nivel del lecho por la erosión del agua con una tendencia a exponer la fundación del puente.

La estimación de la profundidad de socavación para el diseño de puentes debe tomar en cuenta los siguientes aspectos; la socavación que ocurre independientemente de la presencia del puente como socavación general, socavación en curvas, etc., la socavación que ocurre en la sección del puente debido al estrechamiento del cauce por la presencia del puente (socavación por contracción) y la socavación que ocurre en la zona de sus apoyos (socavación local de pilares y estribos rodeados por la corriente).

La suma de las componentes de la socavación permite obtener la socavación potencial total, mediante expresiones que consideran socavaciones máximas por el lado de la seguridad.

La socavación provocada por un puente es una socavación potencial y tiene un carácter estimativo. Parámetros que afectan la profundidad de socavación:

1. La profundidad de socavación alrededor de pilas de puentes se ve influenciada por el tipo de transporte de sedimentos, ya sea, *Agua clara*, *Umbral de movimiento* o *transporte generalizado de sedimentos* y es el parámetro ( $V/V_c$ ) el que marca la diferencia, donde  $V_c$  es la velocidad crítica.

2. El número de Froude es uno de los parámetros que mayor influencia muestra en el fenómeno de socavación local.
3. No se encuentra una clara influencia del número de Reynolds. Ya que la mayor parte de las investigaciones han demostrado que el número de Reynolds no es un número relevante en el cálculo de la socavación, no se tiene en cuenta.

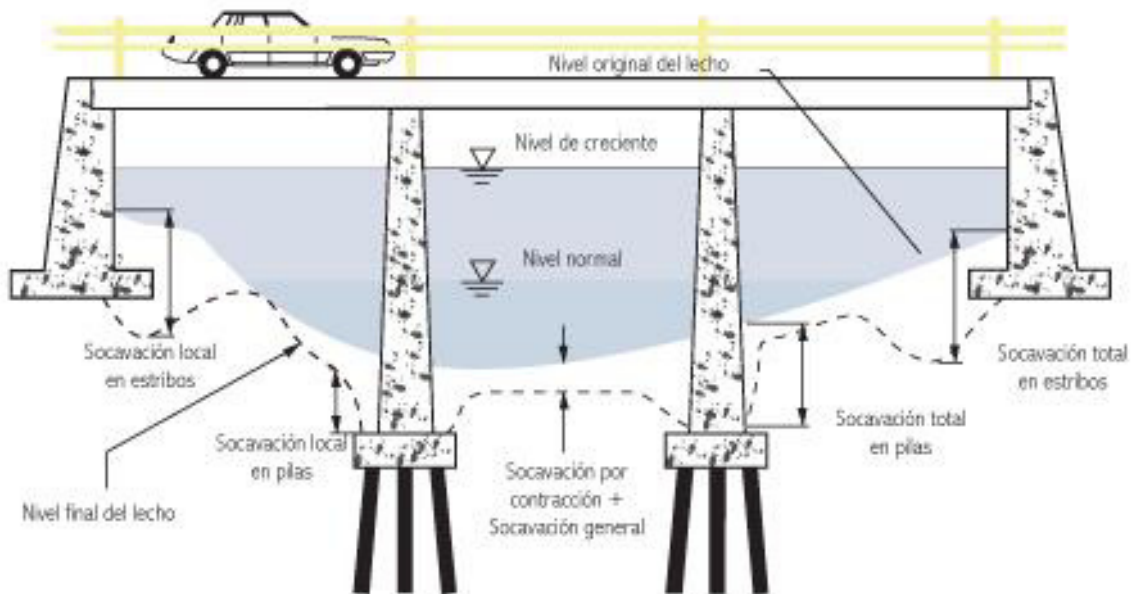
Los dos tipos de socavación que actúan en un puente son:

- Erosión en la sección del puente y sus inmediaciones, debida al estrechamiento causado por el puente. Esta erosión tiene incidencia en el cálculo de la sobreelevación, reduciendo la magnitud de ésta.
- Erosión local en las pilas, estribos y otros elementos mojados o rodeados por la corriente. Este tipo de erosión no tendrá incidencia en el cálculo de la sobreelevación por ser está muy localizada en el contorno de las pilas y no cambiar el área obstruida.

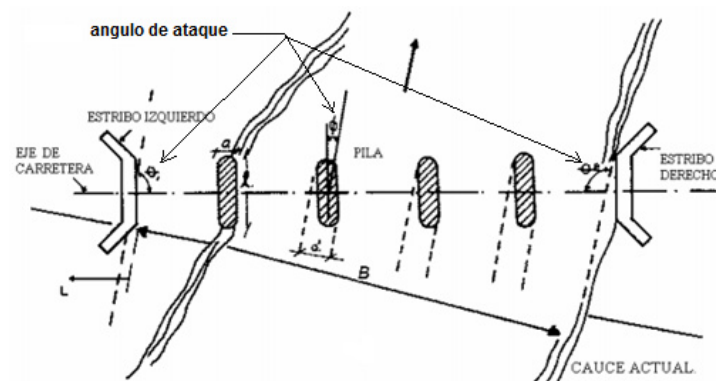
Las formas de socavación, en dependiendo de si existe o no movimiento de sedimentos en el cauce, se pueden presentar dos formas:

1. **Socavación en lecho móvil:** Se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba hasta el sitio del ponteadero, quedando por lo tanto parte de este sedimento atrapado en el hueco de socavación.
2. **Socavación en agua clara:** Se presenta cuando no hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba, al sitio del ponteadero, por lo cual no hay reabastecimiento del hueco socavado.

**FIGURA 4.- Tipos de socavación que pueden ocurrir en un puente**



**FIGURA 5.- Calculo de la socavación vista en planta**



### 3.3.5.1 Socavación en contracción del Puente

Se entiende por socavación en estrechamientos o contracciones la que se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce.

Existen cuatro condiciones (casos) de la contracción son comúnmente encontrados:

**Caso 1.** Suponiendo un área de inundación en las márgenes en el cauce principal por la aproximación del puente.

Las condiciones del caso 1 incluye: El cauce principal puede volverse angosto o vencer los estribos proyectados del puente en el cauce principal o el puente está localizado en un angosto tramo del cauce principal. No exista una contracción en el cauce principal pero el área de inundación está completamente obstruida por el terraplén del camino. El estribo este colocado obstaculizando el flujo en el cauce principal.

**Caso 2.** El flujo es confinado en el cauce principal (esto es, no hay áreas de inundación). El ancho de la sección normal del cauce puede volverse angosto con respecto al claro del puente o el lugar de la localización del puente es muy angosto.

**Caso 3.** Un puente en el área de inundación con un lecho de material no transportado (o sea, una socavación de agua clara).

**Caso 4.** Un puente en un cauce secundario en las áreas de laderas con lecho de material transportado (similar al caso 1).

**FIGURA 6.- Problemas de contracción del flujo**





### **I. Socavación por contracción por lecho vivo o aguas clara**

Para determinar si el flujo aguas arriba transporta material del lecho (esto es, socavación por contracción por lecho vivo), el HEC RAS calcula la velocidad crítica  $V_c$ , en el comienzo del movimiento (para el  $D_{50}$  del material del lecho) y lo compara con la velocidad media  $V$  del flujo en el cauce principal o las áreas de inundación aguas arriba del puente en la sección contraída. Si la velocidad crítica del material del lecho es mayor que la velocidad media en la sección contraída  $V_c > V$  entonces socavación por contracción es asumida como socavación de aguas claras, de lo contrario la socavación por contracción es asumida como socavación del lecho móvil. El usuario tiene la opción de indicar al programa que el cálculo de la socavación por contracción puede ser a través de lecho móvil o aguas clara, en cualquier caso, de los resultados se comparan. En el cálculo de la velocidad crítica, según Laursen sería:

$$V_c = K_u y_1^{\frac{1}{6}} D_{50}^{\frac{1}{3}}$$

Donde:  $V_c$ - velocidad crítica por encima del material de tamaño 50 y mas pequeño que puede ser transportado (m/s),  $y_1$  – profundidad de flujo media en el cauce principal o área de inundación (m),  $D_{50}$  – el tamaño de partícula del material del lecho en mezcla, el cual 50% más pequeño,  $K_u$  – 11.7 (unidades inglesas), 6.19 (unidades del sistema internacional).

### **J. Socavación por contracción en lecho vivo**

Según la publicación en el HEC No. 18 recomienda usar la versión modificada de Laursen para el cálculo de la socavación por contracción de lecho vivo.

$$y_2 = y_1 \left[ \frac{Q_2}{Q_1} \right]^{\frac{6}{7}} \left[ \frac{W_1}{W_2} \right]^{k_1}, \quad y_s = y_2 - y_0$$

Donde:  $y_s$  – profundidad media de socavación por contracción (m),  $y_2$  – profundidad media después de la socavación en la sección contraída (m). Esto si toma como

sección dentro del puente aguas arriba (sección BU),  $y_1$ - profundidad media en el cauce principal o áreas de inundación en la sección próxima (m),  $y_0$ - profundidad media en el cauce principal en la sección contraída antes de la socavación (m),  $Q_1$ - caudal en el cauce principal o en el área de inundación, que transporta sedimentos ( $m^3/s$ ),  $Q_2$  – caudal en la sección principal del cauce o área de inundación de la sección contraída, que transporta sedimento ( $m^3/s$ ),  $W_1$ - ancho de fondo del cauce principal o área de inundación en la sección de aproximacion (m),  $W_2$  – ancho de fondo del cauce principal o área de inundación en la sección de contracción descontando los anchos de las pilas (m). esto es aproximadamente como el ancho superior del área efectiva del flujo,  $k_1$ - exponente por la forma del material del lecho transportado.

$V^*/\omega$	$k_1$	Forma del material transportado
< 0.5	0.59	Material descargado mayormente en contacto con el lecho
0.50 a 2.0	0.64	Material descargado menormente suspendido del lecho
> 2.0	0.69	Material descargado mayormente suspendido del lecho

$$V^* = \sqrt{gy_1S_1}$$

Donde:  $V^*$  - velocidad cortante en el cauce principal o en el área de inundación en sección aproximada (m/s),  $w$  – velocidad de caída o de sedimentación del material del lecho del  $D_{50}$  (m/s),  $S_1$  – pendiente del gradiente de energía en la sección de aproximación.

**FIGURA 7 .- Perfil del Puente con distancia aguas arriba, aguas abajo y el nacho del puente**

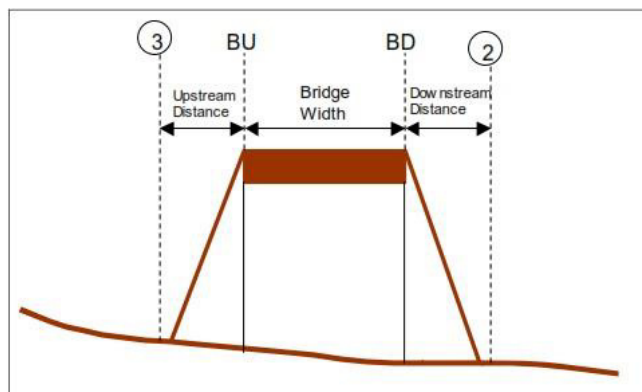


Figure 6-14 Bridge Profile with Upstream Distance, Bridge Width, and Downstream Distance

### K. Socavación por contracción en agua clara

La ecuación por contracción en agua clara recomendada por la publicación de HEC No. 18 basada en investigaciones de Laursen:

$$y_2 = \left[ \frac{Q_2^2}{C D_m^{2/3} W_2^2} \right]^{3/7}, \quad y_s = y_2 - y_0$$

Donde:  $D_m$  – diámetro más pequeño de las partículas no transportada del material del lecho en la sección contraída (m),  $D_{50}$  – diámetro medio del material del lecho (m),  $C$  – 130 (unidades inglesas) y 40 (unidades internacionales). Nota: si la apertura del puente tiene áreas de inundación, entonces el cálculo de la socavación por contracción se realiza para el cauce principal y cada margen de inundación.

#### 3.3.5.2 Socavación local en pilas

La socavación en las pilas debido a la aceleración del flujo alrededor de las pilas y la formación de vórtice de flujo (conocido como vórtice de herradura). El vórtice de herradura remueve el material de la base de la pila creando un pozo de socavación. Si la profundidad de socavación se incrementa, la magnitud de vórtice de herradura se disminuye, así mismo se reduce el ritmo de socavación en el cual el material es removido desde el pozo de socavación. Eventualmente un equilibrio entre el material del lecho entrante y saliente es logrado y el pozo de socavación cesa de crecer.

**FOTO 4.- Socavación en la pila del puente**



## L. Factores que afectan la socavación en pilas

Los estudios realizados hasta la fecha permiten decidir que los parámetros que, en mayor o menor grado, influyen en la socavación local al pie de pilas de puente ( $d_s$ ) son los que se mencionan a continuación, según B.W. Melville:

$$d_s = f(\rho_w, \rho_s, V, h, v, D, \sigma_g, a, g, F, \phi)$$

1. **Parámetros hidráulicos:** Velocidad media de la corriente ( $V$ ), tirante frente a la pila ( $h$ ), distribución de velocidades, dirección de la corriente respecto al eje de la pila ( $\phi$ ).
2. **Parámetros de fondo:** Diámetro de los granos ( $D$ ), distribución granulométrica del material del fondo y forma de los granos ( $\sigma_g$ ), grado de cohesión o cementación, peso específico sumergido ( $\rho_s$ ), estratificación del subsuelo.
3. **Parámetros geométricos:** Ancho de la pila ( $a$ ), relación largo-ancho ( $L/a$ ), forma de la pila ( $F$ ).
4. **Parámetros de ubicación del puente:** Contracción en la sección, forma del río en planta, obras de control de gasto que se haya construido aguas arriba o aguas abajo.

Es interesante notar que, para una misma pila, colocada en el mismo lugar, la socavación máxima producida no siempre se presenta en el mismo punto de la pila; depende de la velocidad del agua.

Para poder analizar el problema de la socavación en pilas de puentes, es necesario tener en cuenta las variables que influyen en el problema. Se ha demostrado que la profundidad máxima de socavación,  $d_s$  depende de los siguientes factores:

## M. Ancho de la pila

A medida que el ancho de la pila ( $a$ ) aumenta, la profundidad de socavación aumenta ya que también se aumenta el tamaño del vórtice de herradura asociado con el proceso de socavación. Algunas investigaciones indican que en pilas muy anchas se inhibe la formación de los vórtices de herradura y solo se presentan

vórtices de estela, por lo tanto, han propuesto soluciones como que las profundidades de socavación en pilas circulares, según B.W. Melville

$$1.4 \leq \frac{d_s}{a} \leq 2.4$$

En conclusión, se sugiere preliminarmente que  $\frac{d_s}{a} = 2.4$  para número de Froude menores que 0.8 y  $\frac{d_s}{a} = 3.0$  para números de Froude mayores que 3.0.

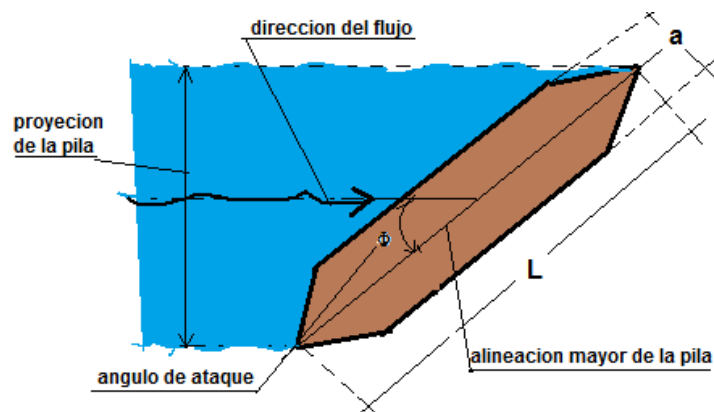
#### N. Longitud de la pila

No tiene efecto apreciable en las profundidades de socavación si las pilas están alineadas con el flujo, pero el efecto es considerable si están sesgadas.

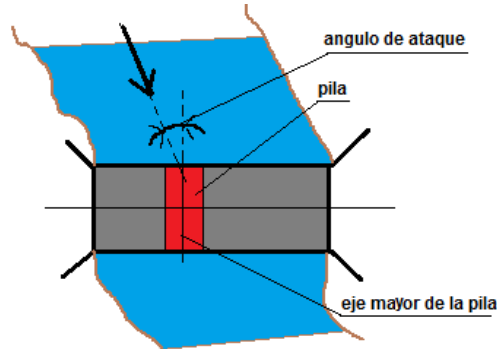
#### O. Angulo de ataque del flujo

El efecto del ángulo de ataque  $\phi$  es alto sobre la socavación local para el caso de pilas de forma diferente a la circular. Para pilas no alineadas con la dirección de la corriente, la profundidad local de socavación está relacionada con el ancho proyectado de la pila y este aumenta rápidamente con el ángulo de ataque y la longitud de la pila. A medida que aumenta este ángulo, la ubicación de la máxima profundidad de socavación se mueve a lo largo del lado expuesto desde aguas arriba hasta aguas abajo.

**FIGURA 8 .- Angulo de ataque del flujo en pila del puente**



El ángulo de ataque debe de analizarse para flujos bajos y altos y chequearse la socavación para ambas condiciones. De forma análoga, debe hacerse para los estribos del puente.



#### P. Profundidad del agua

Se ha demostrado que la profundidad de socavación aumenta con la profundidad del flujo hasta un valor límite de la relación  $h/a$ , a partir de la cual no hay influencia con la profundidad del flujo. Se considera para efectos prácticos que la profundidad de socavación se independiza de la profundidad del flujo cuando  $h/a > 3.0$ . Los estudios sobre ésta dan énfasis a la relación  $(d_s/a)$  y han determinado que la profundidad máxima de socavación es:

$$\frac{d_s}{a} = 2.4 \rightarrow \text{si } \frac{h}{a} > 1.2$$

$$\frac{d_s}{a} = 2h \rightarrow \text{si } \frac{h}{a} \leq 1.2$$

#### Q. Velocidad del flujo

A mayor velocidad del flujo, mayor es la socavación. La socavación local en pilas empieza cuando la velocidad cortante o la velocidad del flujo es la mitad de la velocidad crítica para inicio del movimiento de partículas, o sea

$$V > 0.5 V_c$$

En estudios realizados, la profundidad de socavación con respecto al ancho de la pila ( $d_s/a$ ) alcanza un valor máximo de 2.3, cuando prácticamente en cercanías de las condiciones críticas para el movimiento de sedimentos.

$$\left(\frac{d_s}{a}\right)_{max} \approx 2.3 \rightarrow \frac{V}{V_c} \approx 1.0$$

#### **R. Forma de la pila**

Las pilas de un puente tienen formas muy variadas con efectos diferentes sobre los parámetros de socavación. El efecto de la forma de la pila se hace insignificante para ángulos mayores que 5° según HEC-18 o 10° – 15° según Melville.

#### **S. Material del lecho**

La caracterización del material del lecho, tal como el tamaño y cohesión son factores importantes que limitan la socavación local en pilas. La profundidad de socavación en agua clara no depende del tamaño del sedimento si  $\frac{a}{D_{50}} > (20 - 25)$ . En estudio realizados, el tamaño del sedimento no influye en los resultados de socavación si  $\frac{a}{D_{50}} > 50$ , o sea que, entre más bajo sea el valor de la relación  $\frac{a}{D_{50}}$  menor es la profundidad de socavación.

#### **T. Gradación del sedimento**

Mezclas de sedimentos no uniformes ( $\sigma_g > 1.3$ ) disminuye la profundidad de socavación. Investigadores demostraron que para velocidades altas  $V > V_c$ , las profundidades de socavación prácticamente no dependen de la influencia de la desviación estándar geométrica del sedimento  $\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}}$ .

Para el estudio de las pilas, éstas se clasifican según su tipo y la conducción de transporte de sedimentos. Según el tipo, las pilas se clasifican en: Circulares, Rectangulares, Semicirculares, Biselada. Según el transporte de sedimentos: Umbral de movimiento, Agua clara, Transporte generalizado de sedimentos.

#### U. Socavación en las pilas según la ecuación CSU

La circular de HEC No. 18 recomienda el uso de la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado (CSU, Richardson 1990) para el cálculo de la socavación de la pila en condiciones de aguas claras y lecho móvil. La ecuación CSU por defecto lo tiene HEC RAS. Otra ecuación para el cálculo de la socavación en la pila es la ecuación de Froehlich, la cual no es recomendada por la circular HEC 18, pero puede ser usada para su comparación de los datos observados. La ecuación CSU predice la máxima profundidad de socavación en pilas en condiciones de lecho móvil y aguas claras.

$$y_s = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 a^{0.65} y_1^{0.35} Fr_1^{0.43}$$

Donde:  $y_s$ - profundidad de socavación en pies (m),  $K_1$  – factor de corrección por la forma de la nariz,  $K_2$  – factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo,  $K_3$  – factor de corrección por la condición del lecho,  $K_4$  – factor de corrección por la armadura del lecho,  $a$  – ancho de la pila en pie (m),  $y_1$  – profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila en pies (m). Esta es tomada desde la salida de la distribución del flujo para la sección transversal justamente aguas arriba del puente,  $Fr_1$  – número de Froude directamente aguas arriba de la pila, este se toma desde la salida de distribución del flujo para la sección transversal justamente aguas arriba desde el puente. Nota: para pila con nariz redonda alineada con el flujo, la máxima profundidad de socavación está limitada por:  $y_s \leq 2.4$  veces del ancho de la pila ( $a$ ) para  $Fr_1 \leq 0.8$ , :  $y_s \leq 3.0$  veces del ancho de la pila ( $a$ ) para  $Fr_1 > 0.8$ . Un factor de corrección opcional,  $K_w$  para ancho de la pila en aguas pocas profundas puede ser aplicada en la ecuación CSU.

$$K_w = 2.58 \left( \frac{y}{a} \right)^{0.34} F^{0.65} \quad \text{para } V/V_c < 1$$

$$K_w = 1.0 \left( \frac{y}{a} \right)^{0.13} F^{0.25} \quad \text{para } V/V_c \geq 1$$



A causa de este factor de corrección fue desarrollado basado en datos limitados de canales, la cual no es automáticamente tomada en cuenta por HEC RAS. El usuario, sin embargo, puede manualmente aplicar este factor en el cálculo de la profundidad de socavación o puede combinarla con un factor de corrección usado por el usuario ( $K_1$  hasta  $K_4$ ).

#### V. Factor de corrección para la forma de nariz de la pila

Este factor,  $K_1$ , es dado en la tabla 10-1.

Tabla 10.1 - factor de corrección $K_1$ para la forma de la nariz de la pila	
Forma de la nariz de la pila	$K_1$
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Circular cilíndrica	1.0
Grupos de cilindros	1.0
Nariz puntuda (triangular)	0.9

#### W. Factor de corrección del ángulo de ataque del flujo

Este factor,  $K_2$  es calculado en el programa con la siguiente ecuación:

$$K_2 = \left( \cos \theta + \frac{L}{a} \sin \theta \right)^{0.65}$$

Donde:  $L$  – longitud de la pila a lo largo de la línea del flujo en m,  $\theta$  – ángulo de ataque del flujo con respecto a la pila. Nota: si  $L/a$  es mayor que 12, el programa usa  $L/a = 12$  como un máximo en la ecuación anterior. Si el ángulo de ataque es mayor que 5 grados,  $K_2$  es dominante y  $K_1$  es igual a 1.0 ( el programa lo hace automáticamente)

#### X. Factor de corrección por la condición del lecho

Este factor,  $K_3$  se muestra en la tabla 10-2.

Tabla 10-2 incremento en equilibrio de la profundidad de socavación en la pila, $K_3$ por la condición del lecho		
Condición del lecho	Altura de la duna H, en pies	$K_3$
Socavación en aguas clara	N/A	1.1
Lecho plano y flujo anti-dunas	N/A	1.1

Dunas pequeñas	$10 > H \geq 2$	1.1
Dunas medias	$30 > H \geq 10$	1.1 a 1.2
Dunas largas	$H \geq 30$	1.2

#### Y. Factor de corrección por armadura del lecho

Este factor,  $K_4$ , disminuye la profundidad de socavación por la armadura del pozo de socavación para los materiales del lecho que tienen un  $D_{50}$  igual o mayor que 0.007 pies (0.002 m) y un  $D_{95}$  igual o mayor que 0.066 pies (0.020 m). El factor de corrección resulta de la reciente investigación por A. Molinas de CSU, el cual demuestra que la velocidad ( $V_1$ ) es menor que la velocidad crítica ( $V_{c90}$ ) del  $D_{90}$  del material del lecho, y existe una gradación en los tamaños del material del lecho, el  $D_{90}$  limitará la profundidad de socavación. La ecuación desarrollada por S Jones del análisis de los datos es:

$$K_4 = 0.4V_R^{0.15}$$

$$V_R = \left[ \frac{V_1 - V_{i50}}{V_{c50} - V_{i95}} \right]$$

$$V_{i50} = 0.645 \left[ \frac{D_{50}}{a} \right]^{0.053} V_{c50}$$

$$V_{i95} = 0.645 \left[ \frac{D_{95}}{a} \right]^{0.053} V_{c95}$$

Donde:  $V_R$  – radio velocidad,  $V_1$  – velocidad media en el cauce principal o la sección transversal del área inundable justamente aguas arriba del puente, (m/s),  $V_{i50}$  – velocidad de aproximación requerida al inicio de la socavación en la pila para las partículas de tamaño  $D_{50}$ , (m),  $V_{i95}$  – velocidad de aproximación requerida al inicio de la socavación en la pila para las partículas de tamaño  $D_{95}$ , (m),  $V_{c50}$  – velocidad crítica para el tamaño del material del lecho  $D_{50}$ , (m/s),  $V_{c95}$  – velocidad crítica para el tamaño del material del lecho  $D_{95}$ , (m/s),  $a$  – ancho de la pila, (m).

$$V_{c50} = K_u y^{1/6} D_{50}^{1/3}$$

$$V_{c95} = K_u y^{1/6} D_{95}^{1/3}$$

Donde:  $y$  – profundidad del agua justamente aguas arriba de la pila, (m),  $K_u = 11.17$  6.19 (unidades internacionales). Valores limites de  $K_4$  y tamaño del material del lecho dado en la tabla 10-3.

Tabla 10-3. Valores limites del tamaño del material del lecho y $K_4$		
Factor	Tamaño mínimo del material del lecho	Valor mínimo de $K_4$
$K_4$	$D_{50} \geq 0.006 \text{ pie (0.002 m)}$ $D_{95} \geq 0.06 \text{ pie (0.02 m)}$	0.4

## Z. Socavación en las pilas según la ecuación Froehlich

La ecuación de cálculo en la socavación local en pilas desarrollada por Dr. David Froehlich fue añadida en HEC RAS como una alternativa en la utilización de la ecuación de CSU. Esta ecuación puede ser constructada con datos observados de socavación. La ecuación es:

$$y_s = 0.32 \phi (\alpha^\circ)^{0.52} y_1^{0.47} Fr_1^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a$$

Donde:  $\phi$  - factor de corrección por la forma de la nariz de la pila:  $\phi = 1.3$  para pilas con nariz cuadrada y  $\phi = 1.0$  para pila con nariz redonda, y  $\phi = 0.7$  para pila con nariz punta aguda (triangular). Nota: La ecuación de Froehlich es usada para predecir la socavación máxima en la pila para propuesta de diseño. Para la adición de un ancho de la pila (+a) es reemplazado en la ecuación como un factor de seguridad. Si la ecuación es usada en modo de análisis (o sea, para predecir la socavación de un evento en particular), Froehlich sugiere no agregar la adición del ancho de la pila (+a). HEC RAS permite incluir la adición del ancho de la pila (+a) en el cálculo de la socavación en la pila. La socavación de la pila desde esta ecuación hacia un máximo en la misma manera como la ecuación de CSU. Máxima socavación  $y_s \leq 2.4$  veces del ancho de la pila (a) para  $Fr_1 \leq 0.8$ , y  $y_s \leq 3.0$  veces del ancho de la pila (a) para  $Fr_1 > 0.8$ .

### 3.3.5.3 Socavación local en los estribos

La socavación local ocurre en los estribos cuando el estribo obstruye el flujo. La obstrucción del flujo forma un vórtice horizontal comenzando aguas arriba, terminado en el estribo a lo largo de la punta de este, y la formación de un pozo vórtice vertical aguas abajo al final del estribo.

En la circular HEC No. 18 recomienda dos ecuaciones para el cálculo de la socavación en los estribos para agua viva. Cuando la longitud mojada del estribo ( $L$ ) dividido por la profundidad del flujo de aproximación ( $y_1$ ) es mayor de 25, la circular HEC No. 18 sugiere usar la ecuación de HIRE (Richardson, 1990), de lo contrario usar la ecuación de Froehlich.

#### AA. Ecuación de Hire

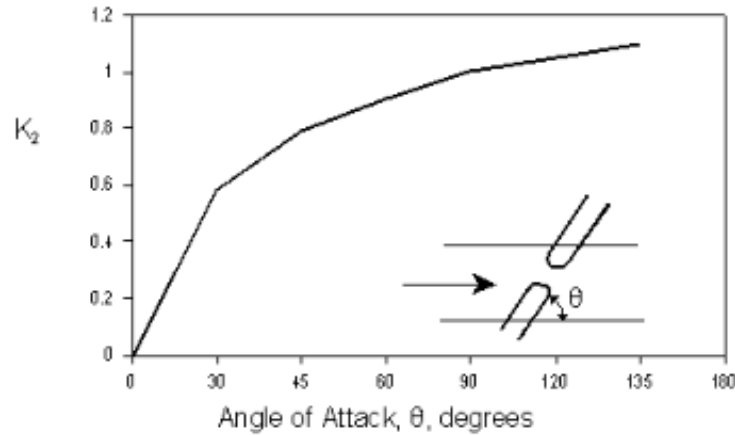
La ecuación de HIRE es basada con datos de campo de socavación, es:

$$y_s = 4y_1 \left( \frac{K_1}{0.55} \right) K_2 Fr_1^{0.55}$$

Donde:  $y_s$  – profundidad de socavación en m,  $y_1$  – profundidad del flujo al pie del estribo en el área de inundación o en el cauce principal, m, tomado en la sección transversal justamente aguas arriba del puente,  $K_1$  – factor de corrección por la forma del estribo, ver tabla 10-4,  $K_2$  – factor de corrección por el ángulo de ataque ( $\theta$ ) del flujo con el estribo.  $\theta = 90$  cuando el estribo es perpendicular al flujo,  $\theta < 90$  si la proyección del terraplén es aguas abajo, ,  $\theta > 90$  si la proyección del terraplén es aguas arriba,  $K_2 = (\theta/90)^{0.13}$ ,  $Fr_1$  – número de Froude basado en la velocidad y la profundidad adyacente y justamente aguas arriba al pie del estribo.

Tabla 10-4. Factor de corrección por la forma del estribo, $K_1$	
Descripción	$K_1$
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical con aletones	0.82
Derrame a través del estribo	0.55

Para el factor de corrección,  $K_2$  para el ángulo de ataque puede ser toamdo desde la figura 10-1.



**Figure 10-1 Correction Factor for Abutment Skew,  $K_2$**

#### **BB. Ecuación de Froehlich**

Froehlich analizó 170 mediciones de socavación en lecho vivo en laboratorio y por análisis de regresión se obtuvieron la siguiente ecuación:

$$y_s = 2.27K_1K_2(L^\circ)^{0.43}y_a^{0.57}Fr^{0.61} + y_a$$

Donde:  $y_s$  – profundidad de socavación en, (m),  $K_1$  – factor de corrección por la forma del estribo, tabla 10-4,  $K_2$  – factor de corrección por el ángulo de ataque ( $\theta$ ) del flujo con el estribo.  $\theta = 90$  cuando el estribo es perpendicular al flujo,  $\theta < 90$  si la proyección del terraplén es aguas abajo, ,  $\theta > 90$  si la proyección del terraplén es aguas arriba,  $K_2 = (\theta/90)^{0.13}$ ,  $Fr_1$  – número de Froude basado en la velocidad y la profundidad adyacente y justamente aguas arriba al pie del estribo, figura 10-1.  $L^\circ$  - longitud del estribo (terraplén) proyectado normal al flujo, (m),  $y_a$  – profundidad media del flujo proyectado normal al flujo, (m),  $Fr$  – número de Froude en las áreas de inundación en la sección de aproximación,  $Fr = V_e/(gy_a)^2$ ,  $V_e$  – velocidad promedio del flujo de aproximación  $V_e = Q_e/A_e$ , (m/s),  $Q_e$ - flujo obstruido por el estribo y el terraplén en la sección de aproximación, (m<sup>3</sup>/s),  $A_e$  – área del flujo de la sección de aproximación obstruida por el estribo y el terraplén, (m<sup>2</sup>). Nota: la forma adoptada en la ecuación de Froehlich es el objetivo del diseño. En la adición de la

profundidad promedio en la sección de aproximación  $y_a$ , es añadida en la ecuación en un orden de 98% de datos de investigaciones. Si la ecuación es usada para un modo de análisis (o sea, para la predicción de la socavación de un evento en particular), Froehlich sugiere no agregar la adición de la longitud de aproximación ( $+y_a$ ). HEC RAS permite calcular la socavación en el estribo con ( $+y_a$ ) incluida en la ecuación.

## **CAPITULO 4: DISEÑO METODOLOGICO**

Para la realización de esta investigación monográfica, primeramente, surge la necesidad de la recopilación bibliográfica de documentos anteriormente elaborados por diversos autores, sean propiamente dirigidos a la cuenca de interés o bibliografía en donde se aborden aspectos similares a los que se afrontaran en esta investigación monográfica. Las fuentes oficiales que se cuentan para llevar a cabo esta investigación es la alcaldía de Managua de Matagalpa, CIGEO, INETER Y DEFENSA CIVIL, cuya colaboración es indispensable para la elaboración de este trabajo.

### **4.1 ORGANIZACIÓN DE LA INFORMACIÓN RECOPIADA**

Como ya se ha mencionado con anterioridad, la finalidad de la investigación reside en analizar el comportamiento hidrológico e hidráulico del río Grande de Matagalpa, en el tramo comprendido entre el puente peatonal de la UNAN y el barrio Lucía Mantilla, ciudad de Matagalpa. Por lo que la discriminación y análisis de la información espacial existente requiere una observación juiciosa, con el fin de elaborar la metodología más acertada de trabajo.

#### **4.1.1 EXPLORACIÓN DE ESTUDIOS PREVIOS**

La primera fase consistió en verificar la actualidad de la información existente, dicho de otro modo, qué investigaciones de naturaleza similar se han llevado a cabo, en qué fecha fueron publicados y sus resultados derivados. Entre los estudios más destacados fue el elaborado por la Alcaldía de Matagalpa con el proyecto “Fortalecimiento Municipal para la Gestión del Territorio-Ciudad y Cuenca del Río Grande de Matagalpa” como parte de las estrategias locales de Prevención y Mitigación de Desastres Naturales del Municipio de Matagalpa, el cual exponen la condición del sistema de drenaje mayor de varias subcuencas, así como una metodología muy clara para el análisis de factibilidad técnica y económica en la construcción de nuevas obras hidráulicas (diques laterales de protección de riberas). INETER realizó una evaluación del desastre de la correntada del 17 de

octubre del 2007 y como resultado de este trabajo se propuso para toda Matagalpa la instalación de un sistema de alerta temprana contra inundaciones del río Grande y sus afluentes, con al menos una estación pluviométrica telemétrica en cada una de las micro cuencas, una estación hidrométrica telemétrica en cada uno de los afluentes del río de Matagalpa; además de varias estaciones hidrométricas en el propio río Grande de Matagalpa.

#### **4.1.2 OBTENCIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN ESPACIAL**

Debido, a que la superficie es muy extensa (área central urbana del municipio de Matagalpa), surge la necesidad de reconocer la extensión territorial a través del espacio apoyándose con información proveniente de la alcaldía de Matagalpa e INETER, la documentación proporcionados por estas dos instituciones consistía en Ortofoto mapas digitales, planos CAD de las curvas de Nivel de los Cuadrantes 30544 y 30544 (Matagalpa y La fundadora) e imágenes Ráster entre otras, dicha información relacionada incluso más allá de la cuenca del río Grande de Matagalpa.

##### **4.1.2.1 Obtención de los puntos críticos a inundación**

Con el afán de establecer una delimitación más específica del área de estudio, se procedió a mapear de manera general los puntos o barrios más vulnerables a inundaciones que están dentro del tramo en estudio. Esta información fue proporcionada por la Defensa Civil del Ejército de Nicaragua. Sin embargo es destacar que todos los demás puntos críticos necesitan igual importancia en cuanto a un estudio que brinde una explicación acertada que facilite solución integral, pero los cuales no están dentro de los alcances de esta investigación. Dicha información únicamente fue recolectada para conocimientos generales de la situación del tramo en estudio.



## **4.2 PROCESAMIENTO CON SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA**

Este acápite se resume desde la creación del Modelo Digital de Elevaciones hasta la preparación de todos los elementos hidrológicos que integran la cuenca que tiene incidencia en el tramo en estudio que se valoró como su punto de cierre.

### **4.2.1 CREACIÓN DE LAS CURVAS DE NIVEL**

Para este apartado, surgió la necesidad de emplear información muy precisa de la topografía del lugar, debido a la elevada intervención por parte del hombre a este tipo sistema; para lo cual se procedió a unificar todos los mosaicos a escalas 1:10000 dentro de los cuadrantes 30544 y 30544 (clasificación según INETER). Por tratarse de una cantidad extensa de información se hizo uso de un software complementario a AutoCad, llamado Protopo, cuyo trabajo consistió en automatizar la unión de las curvas de nivel así como la conversión de polígonos y líneas a polilíneas de manera automática. Al final se contó con un modelo en CAD con curvas de nivel a cada 1m, 5m, 10m, 20m respectivamente, la elevación de cada curva de nivel se asignó manualmente utilizando en mismo programa.

Una vez concluida esta etapa, se procedió a exportar las curvas de Nivel con sus elevaciones respectivas con el fin de generar un Modelo de Elevación Digital en ArcGis, el cual es la base de nuestro análisis en cuanto a los datos de elevación del terreno y nos permitirán delimitar nuestra cuenca bajo estudio.

Primeramente, se efectuó una delimitación automática de la cuenca, por lo que el software asignó cuencas y cauces debido a las depresiones naturales del DEM. El resultado era una serie de subcuenca con sus respectivos cauces. Por lo fue necesario investigar la técnica para ajustar Modelo Digital de Elevación mediante la herramienta espacial DEM Reconditioning.

### **4.2.2 SELECCIÓN DEL ÁREA HIDROLÓGICA DE ESTUDIO**

En base la información cartográfica previamente generada (mapa de barrios Vulnerables, mapa de la red del cauce existente, ortofotos, mapa divisorias de

subcuenca etc.), se comenzó a realizar una superposición de mapas por medios de capas, entre lo más relevante de esta superposición se destaca; la observación repetida de puntos críticos de inundación a lo largo del cauce en estudio, definiendo una agrupación evidente en el barrio Lucía Mantilla.

#### **4.2.2.1 Estimación de parámetros físicos mediante HEC-GeoHMS**

Una vez delimitada la cuenca en estudio se procedió a emplear las herramientas de geoprocésamiento para la obtención de los parámetros físicos de las subcuencas tales como, área, forma, longitudes de flujo, diferencia de elevaciones etc. Las cuáles serán utilizadas para efectuar un análisis de las características morfológicas.

Igualmente se elaboró un mapa de uso de suelo según la clasificación de SCS; para la cual fue necesaria una comparación cuidadosa de las categorías según el departamento de urbanismo de la alcaldía de Matagalpa, y su equivalencia según las categorías tabuladas en las publicaciones oficiales del Departamento de Agricultura de Estados Unidos.

Se emplearon las opciones del programa para crear el modelo definitivo de la cuenca, el cual alberga elementos físicos de cada subcuenca, parámetros de pérdidas (CN ponderado) y tiempos de retardo para la determinación de los hidrogramas de caudales.

### **4.3 RECONOCIMIENTO DE LA RED DE DRENAJE EN LA CUENCA**

#### **4.3.1 RECONOCIMIENTO DE PUNTOS CRÍTICOS**

Una vez delimitado nuestra área de estudio se tomó la decisión de realizar un recorrido a cada uno de los barrios críticos del tramo en estudio según la cuenca correspondiente al cauce del río Grande de Matagalpa, el objetivo básico de esta decisión eran derivar algunas observaciones generales sobre el estado de dichos barrios, se tomó este tipo de decisión pues muchos lugares y canales eran desconocidos.

En definitiva, este tipo de recorrido estaba limitado a observaciones generales que sirvieran para apreciar y comprender la realidad del drenaje del tramo en estudio para lograr una modelación hidráulica más certera. Se aclara que brindar algún tipo de solución focalizada en estos barrios no está al alcance de esta investigación.

El recorrido se efectuó en un total de 7 barrios empleando para ello un vehículo privado y cámara fotográfica, apoyado en un mapa con los sitios críticos según defensa civil, se movilizó al barrio crítico especificado en el mapa, seguidamente se conversaba con las personas aledaña a la zona y se procedía a tomar fotos y notas de las observaciones más relevantes sobre el estado de las calles, drenaje menor etc.



#### **4.4 DEFINICIÓN DEL PROYECTO HIDROLÓGICO HEC-HMS**

El proyecto HMS es uno de los componentes más importantes de la presente investigación, por lo que toda la información recolectada en los pasos anteriores (desde el preprocesamiento con SIG, las visitas a las áreas posibles de inundación, observación de puntos críticos y otras validaciones) es parte del fundamento del modelo Hidrológico.

La extracción de los números de curva ponderados para cada microcuenca, y la determinación de los tiempos de retraso mediante método SCS, fueron asistidos con técnicas de geoprocésamiento, una vez elaborados los mapas ráster que

recogen la información de los escenarios: actual, actual (según información recopilada en su fecha) y con posible mejora.

Una vez completada la fase de exploraciones, creación del modelo mediante SIG se procedió a calcular externamente otros parámetros de entrada al modelo HEC HMS, dentro los cuales destacan los más importantes: parámetros de tránsito mediante método Muskingum, la estimación de las curvas de descarga y la creación de los hidrogramas de lluvia de interés que se pretende cargar al programa (dependientes de las mediciones meteorológicas de INETER).

En este programa se crearon básicamente tres simulaciones de caudales en consecuencia con los objetivos del estudio: el primero: la corrida del estado actual de la cuenca del río Grande de Matagalpa según el punto de cierre que corresponde al tramo en estudio, la segunda, con las propuestas de mejoras de obras hidráulicas como protección de las riveras de inundación.

#### **4.5 DEFINICIÓN DEL PROYECTO HIDRÁULICO HEC-RAS**

En dicho apartado se evalúan los cambios en los niveles de aguas debido a las propuestas de mejoramiento y los ascensos de agua debido a ciertas tormentas hipotéticas, así como tormentas acaecidas anteriormente que tuvieron incidencias en las estructuras hidráulicas. Para la consecución del proyecto hidráulico se seleccionó el tramo desde el puente de la UNAN hasta el barrio Lucía Mantilla, la cual es un tramo de curvatura muy emblemático (y problemático) dentro de la cuenca del río Grande de Matagalpa, el proyecto hidráulico, en su brevedad, consta de dos partes principales, la obtención de las secciones transversales y su comportamiento hidráulico mediante HEC RAS.

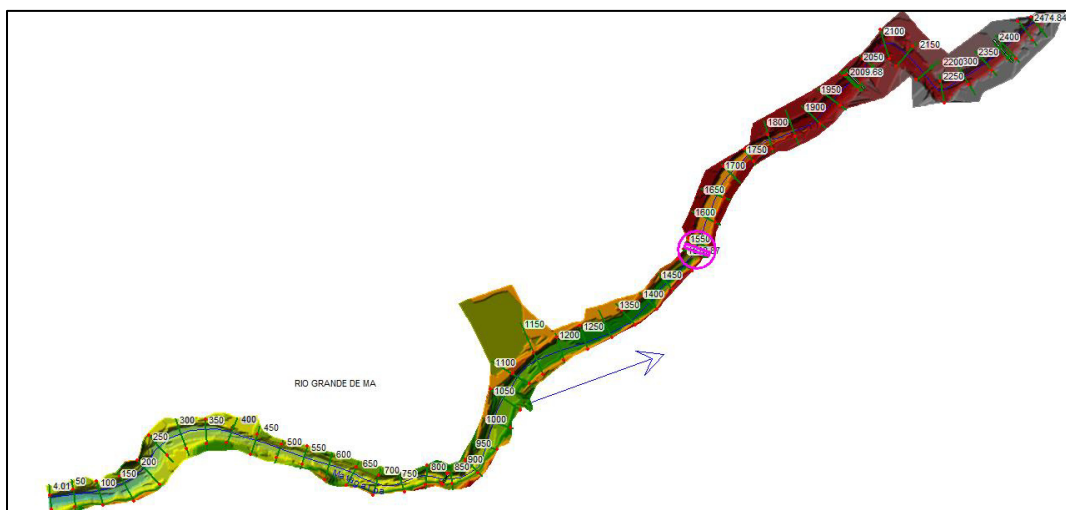
##### **4.5.1 OBTENCIÓN DE LA INFORMACIÓN**

El tramo desde el puente de la UNAN hasta el barrio Lucía Mantilla había sido motivo de mejoras en proyectos de años pasados, por lo que la principal fuente de información es la Alcaldía de Matagalpa, a semejanza de los pasos anteriores se

concertó una breve charla con el técnico de la alcaldía, donde no existía ningún levantamiento topográfico del tramo en estudio, por lo tanto se decidió realizar un levantamiento topográfico a lo largo del tramo en estudio, de forma longitudinal y transversal.



Luego de organizar la información que sería útil, se procedió a importar cada sección transversal dentro del programa, conformando de manera realista el alineamiento de cada canal que confluye al cauce oriental con la finalidad principal de modelar el estado actual mediante los caudales de salida de HEC HMS.



Igualmente, en este acápite se procuró incluir las estructuras de los puentes peatonales para observar el comportamiento del agua considerando la presencia de este tipo de obstáculos.

## **CAPITULO 5: CALCULOS Y RESULTADOS**

### **5.1 CARACTERÍSTICAS MORFOMÉTRICAS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA**

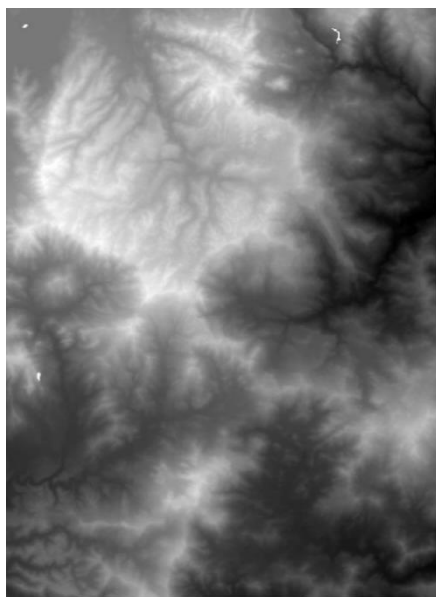
Se ha considerado importante caracterizar la cuenca hidrológica, dado que sus características físicas se puede tener una idea del comportamiento de la escorrentía superficial actuante en la misma.

Las principales características que se analizaron se describen a continuación:

#### **5.1.1 DELIMITACIÓN DE LA CUENCA**

Para realizar la delimitación de la cuenca del río Grande de Matagalpa, en el tramo comprendido entre el puente peatonal de la UNAN y el barrio Lucía Mantilla, la base fundamental es el Modelo de Elevación Digital del terreno (DEM), ya que con este se realiza la caracterización y la Morfometría de la cuenca siendo el primer paso definir los cuadrantes en que se encuentra ubicada nuestra cuenca, estos corresponden a las hojas topográficas (Matagalpa y La Fundadora, con números de hoja 30544 y 30553 respectivamente).

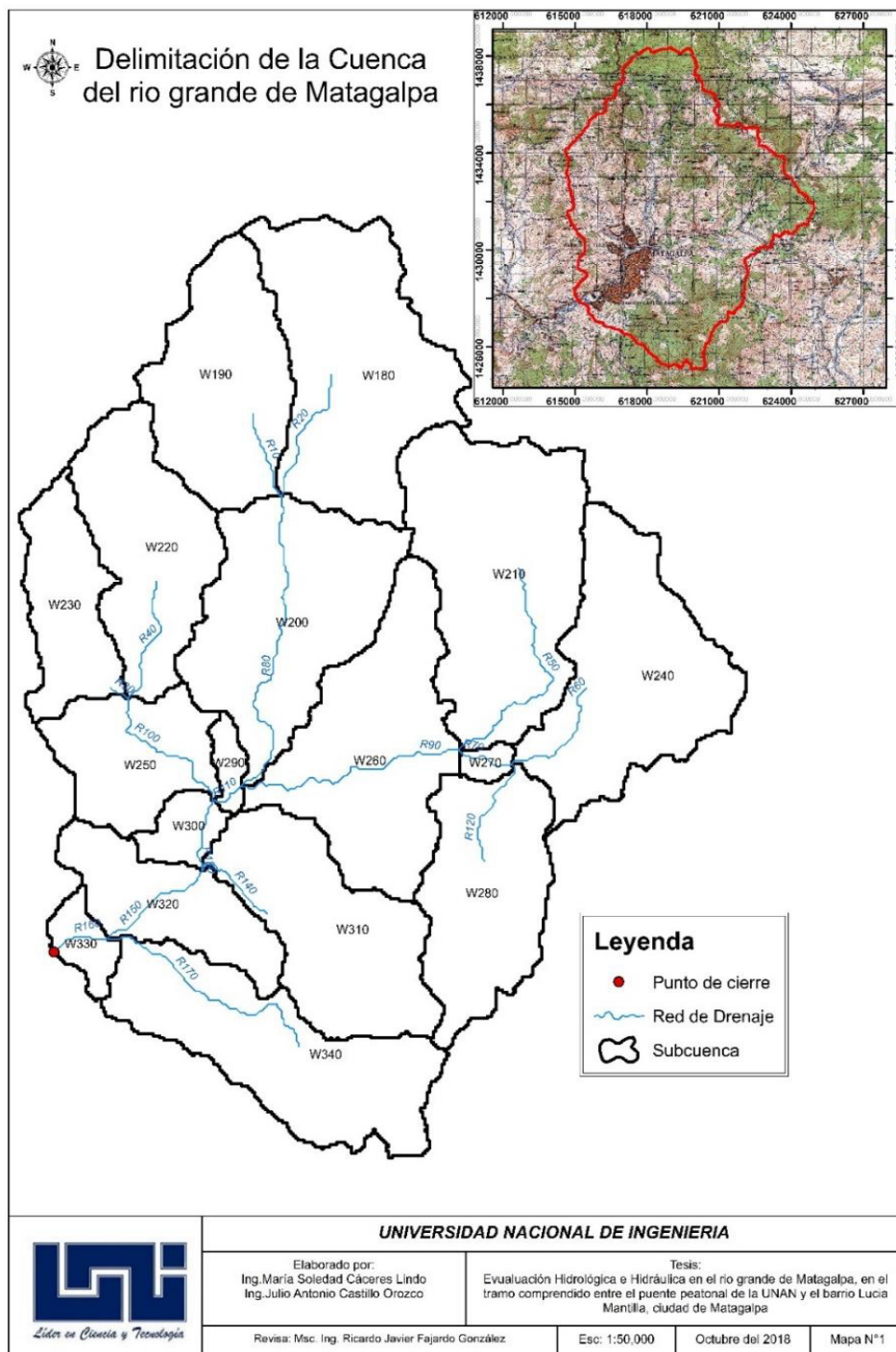
***FIGURA 8.- Modelo de elevación digital de Matagalpa y La Fundadora***



***Fuente: INETER***

La delimitación se realizó mediante la extensión Archydro tools y HEC-GeoHMS del ArcGIS

**FIGURA 9 .- Delimitación de la cuenca para el río Grande de Matagalpa**



### 5.1.2 ÁREA Y PERÍMETRO

La cuenca posee un área de drenaje de 82.39 km<sup>2</sup>, con un perímetro de 55.77 km, estos datos fueron obtenidos mediante el Software ArcGIS a partir de la información proporcionada por INETER.

Por su orden de tamaño es clasifica como una cuenca pequeña, ya que la superficie está en el rango de: 25 km<sup>2</sup> ≤ 82.39 km<sup>2</sup> ≤ 250 km<sup>2</sup>, así mismo, se procedió delimitar la cuenca en subcuenca, sus áreas se muestran en la tabla siguiente

**TABLA 3 .- Áreas de las Subcuencas del río Grande de Matagalpa**

Subcuenca	Subcuenca	Área (km <sup>2</sup> )
1	W180	8.34
2	W190	5.76
3	W200	7.58
4	W210	8.94
5	W220	5.38
6	W230	3.24
7	W240	7.36
8	W250	3.62
9	W260	7.47
10	W270	0.34
11	W280	5.45
12	W290	0.51
13	W300	0.96
14	W310	6.08
15	W320	3.57
16	W330	0.87
17	W340	6.92
	Σ	82.39



### 5.1.3 FORMA DE LA CUENCA

#### 5.1.3.1 Índice de compacidad

$$K_c = 0.28 * \frac{55.77}{\sqrt{82.39}} = 1.72$$

Este valor se encuentra por encima del valor máximo de clasificación (1.5-1.75), por lo que se establece que la cuenca del río Grande de Matagalpa, en el tramo comprendido entre el puente peatonal de la UNAN y el barrio Lucía Mantilla tendrá una forma alargada.

#### 5.1.3.2 Coeficiente de masividad

$$K_m = \frac{970.05}{82.39} = 11.77$$

Esta se encuentra en el rango de ( $0 < 11.77 < 35$ ) lo que la clasifica como muy montañosa, esto se puede apreciar en toda el área de la cuenca ya que no ha sido afectada por el efecto de urbanizaciones esta parte de nuestro país.

### 5.1.4 RELIEVE DE LA CUENCA

#### 5.1.4.1 Longitud del cauce principal

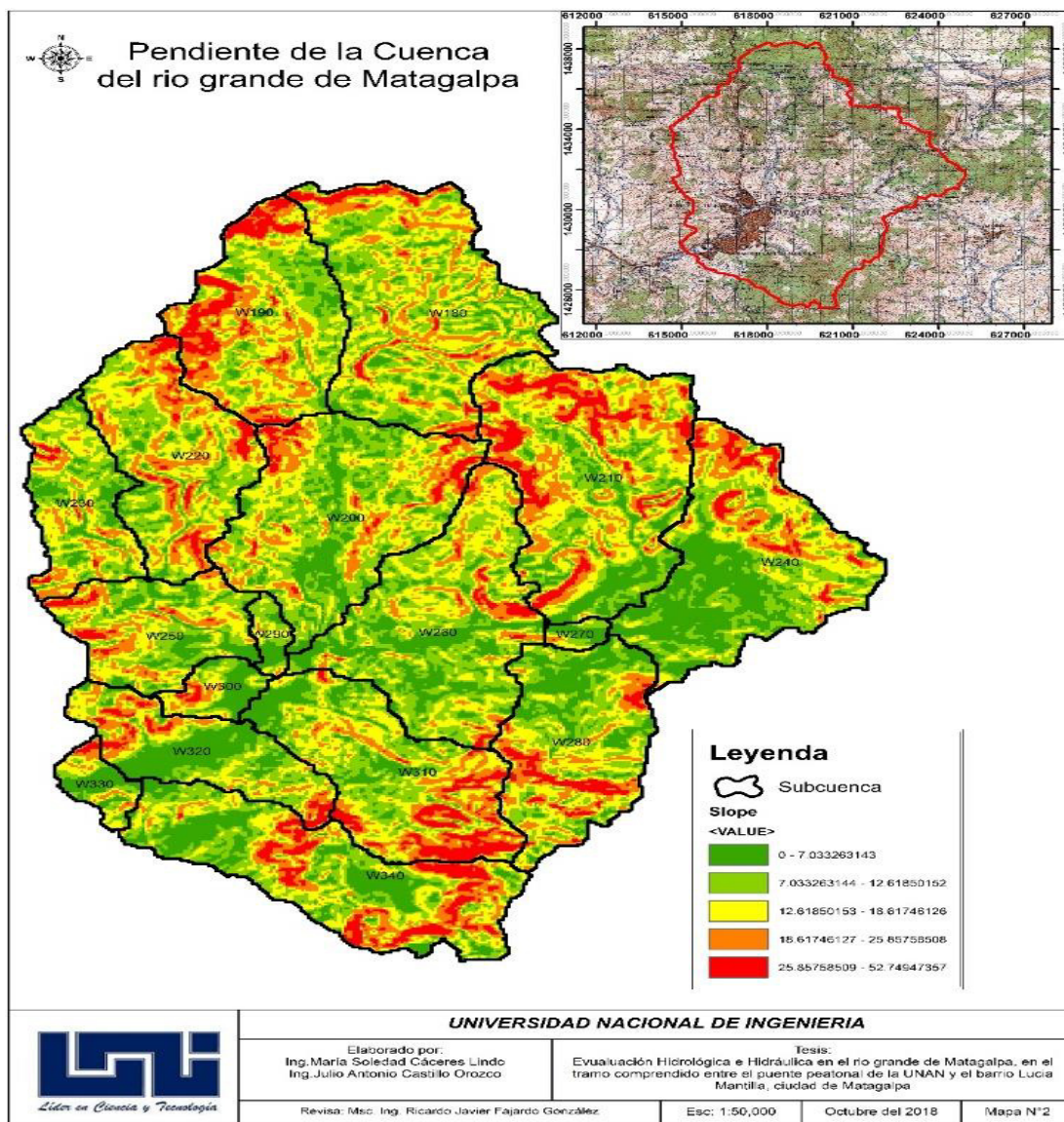
El cauce principal hasta el punto de cierre (el puente en estudio), presenta una longitud de 14.49 km. Según la clasificación dada la longitud de cauce principal se considera larga debido a que se encuentra en el rango de  $11 \text{ km} < 14.49 \text{ km} < 15 \text{ km}$  lo que lo clasifica como mediano. Al presentarse que la longitud de cauce principal entra en un rango considerado como mediano supone moderados tiempos de desplazamiento de las crecidas. Ver figura 10.

#### 5.1.4.2 Pendiente de la cuenca

A través de la herramienta Idrisi Selva se determinó este parámetro, dando como resultado una pendiente media, del 25.08 %. La cual representa, una pendiente

lateral no canalizada, o sea, no encauzada, proyectando un flujo rápido hacia el cauce principal.

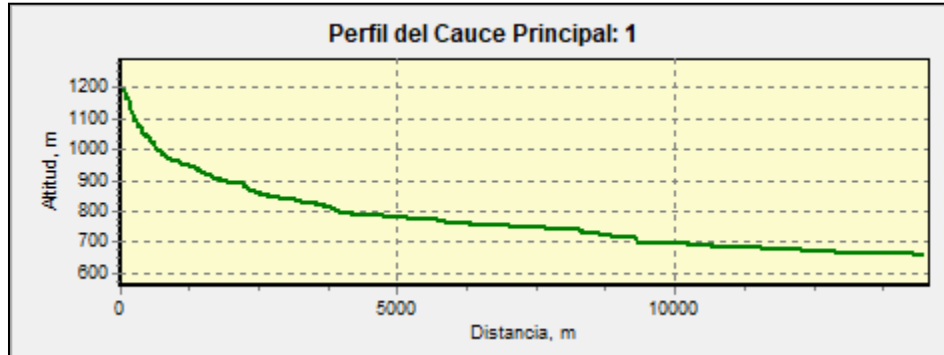
**MAPA 1.- Mapa de pendiente de la cuenca**



#### 5.1.4.3 Pendiente del cauce principal

Este parámetro varió durante el recorrido del cauce principal dando como resultado un promedio del  $5.19^\circ$  con la horizontal, equivalentes a una pendiente de 9.44% por tanto, se clasifica como una pendiente entre los límites de moderada.

**GRAFICA 7 .- Perfil del cauce principal**



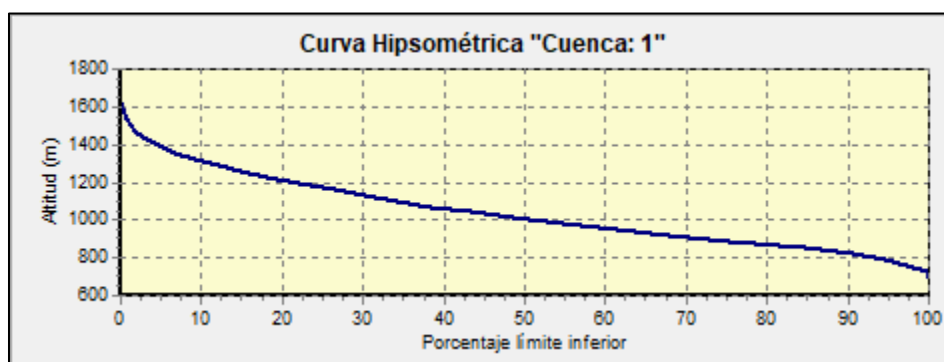
Al determinarse que la pendiente del cauce se localiza entre los límites de moderada nos indica que las aguas que circulan por esta cuenca no están siendo sometidas a Grandes velocidades

#### 5.1.4.4 Curva hipsométrica

La curva hipsométrica de esta cuenca se adapta a la representación gráfica de valles extensos y cumbres escarpadas, con su distribución de frecuencia se pueden caracterizar las tres zonas más importantes, la zona alta comprendida entre las elevaciones (1561-1231.56) msnm (10.9275%), la zona media (1231.56-779.02) msnm (74.985%) y la zona baja (779.02-631) msnm (14.0875%).

En la gráfica 7, se observa: En la zona baja el relieve es suave lo que puede ocasionar inundaciones y depósitos de sedimentos ocasionados por el arrastre de sedimentos desde la zona media y alta. En la zona media el relieve es pronunciado lo que puede llegar a aumentar la velocidad de la escorrentía superficial y generar cárcavas en el cauce principal. En la zona alta el relieve se encuentra en transición hacia la zona media lo que puede ocasionar deslizamientos de ladera.

**GRAFICA 8 .- Curva hipsométrica**



#### 5.1.4.5 Curva de área frecuencia

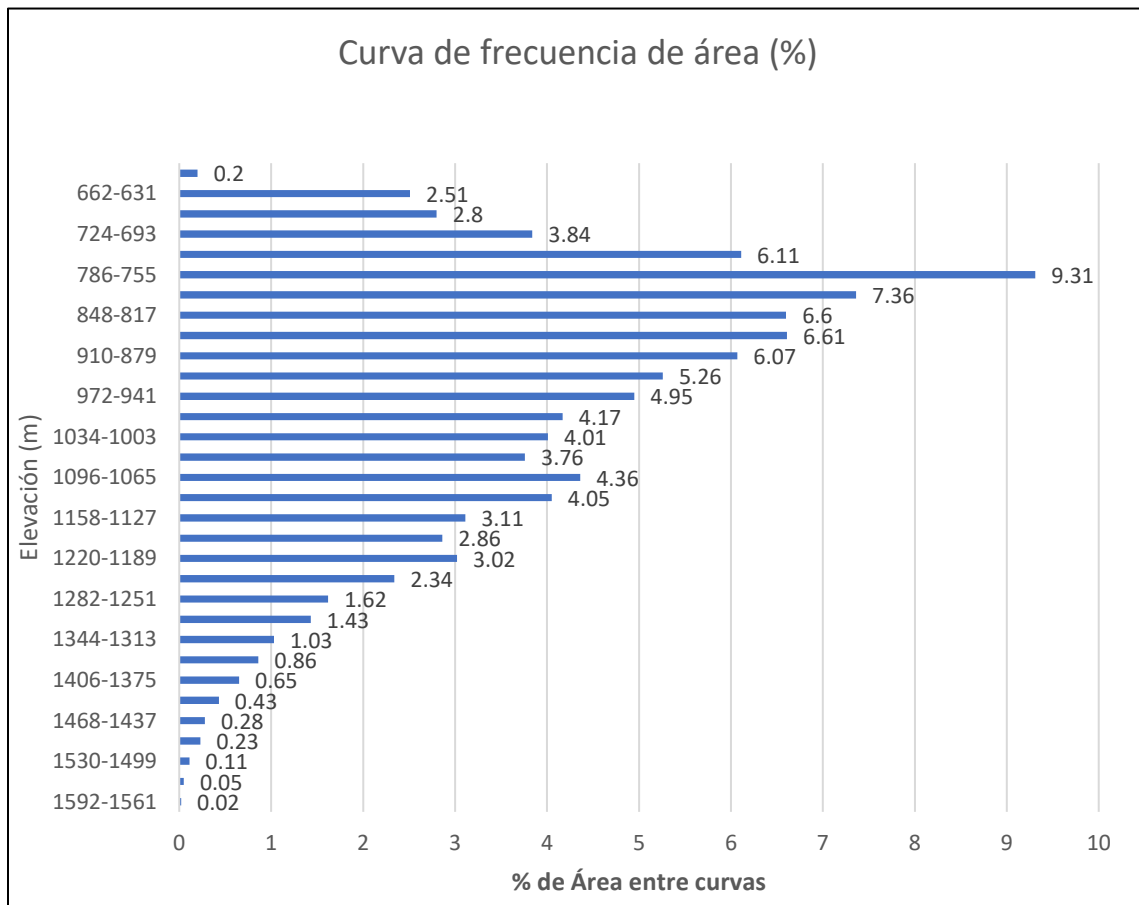
Estos valores se detallan en la siguiente tabla

**TABLA 4 .- Valores de la curva área frecuencia**

Rango de elevaciones (MSNM)	Área entre curvas (km <sup>2</sup> )	%
1592-1561	0.01	0.02
1561-1530	0.04	0.05
1530-1499	0.09	0.11
1499-1468	0.19	0.23
1468-1437	0.23	0.28
1437-1406	0.35	0.43
1406-1375	0.53	0.65
1375-1344	0.7	0.86
1344-1313	0.84	1.03
1313-1282	1.17	1.43
1282-1251	1.33	1.62
1251-1220	1.92	2.34
1220-1189	2.48	3.02
1189-1158	2.35	2.86

Rango de elevaciones (MSNM)	Área entre curvas (km <sup>2</sup> )	%
<b>1158-1127</b>	2.56	3.11
<b>1127-1096</b>	3.33	4.05
<b>1096-1065</b>	3.59	4.36
<b>1065-1034</b>	3.09	3.76
<b>1034-1003</b>	3.3	4.01
<b>1003-972</b>	3.43	4.17
<b>972-941</b>	4.07	4.95
<b>941-910</b>	4.33	5.26
<b>910-879</b>	5	6.07
<b>879-848</b>	5.44	6.61
<b>848-817</b>	5.43	6.6
<b>817-786</b>	6.06	7.36
<b>786-755</b>	7.66	9.31
<b>755-724</b>	5.03	6.11
<b>724-693</b>	3.16	3.84
<b>693-662</b>	2.3	2.8
<b>662-631</b>	2.07	2.51
<b>631-600</b>	0.17	0.2
<b>Σ</b>	82.25	100.00

**GRAFICA 9.- Curva de frecuencia de área**



#### 5.1.4.6 Elevación media

La elevación media de la cuenca es de 970.05 en metros sobre el nivel del mar (msnm), mientras el desnivel altitudinal es 538 msnm, por lo tanto, se encuentra por debajo del rango de bajo ( $538 \text{ msnm} < 970.05 \text{ msnm} < 1220 \text{ msnm}$ ).

**TABLA 5 .- Resumen de las Características morfométricas de la cuenca del río Grande de Matagalpa**

Parámetro	Registro	Unidad	Descripción
<b>CLVRGN</b>	1.00		Cuenca hidrográfica
<b>A_KM2</b>	82.28	Km2	Superficie de cuenca
<b>P_KM</b>	55.68	Km	Perímetro de la cuenca
<b>EM_M</b>	970.05	msnm	Elevación media
<b>PM_G</b>	13.78	°	Pendiente media (grados)
<b>PM_P</b>	25.08	%	Pendiente media (porcentaje)
<b>KC</b>	1.73		Coeficiente de compacidad (Gravelius)
<b>RCI</b>	0.33		Relación circular
<b>RH</b>	1.83		Relación hipsométrica
<b>LC_KM</b>	14.49	Km	Longitud del eje del río principal
<b>LA_KM</b>	8.96	Km	Longitud directa del río principal
<b>SH</b>	1.62		Coeficiente de sinuosidad hidráulico
<b>EMX_M</b>	1193.00	msnm	Altitud máxima
<b>EMN_M</b>	660.00	msnm	Altitud mínima
<b>SC_P</b>	5.19	°	Pendiente promedio del río principal
<b>TC_KIRPICH</b>	1.84		Tiempo de concentración Kirpich
<b>TC_CHPW_H</b>	1.85		Tiempo de concentración de California Highways and Public Works
<b>Rf</b>	1.02		Índice de forma (Horton)
<b>Re</b>	0.37		Relación de elongación

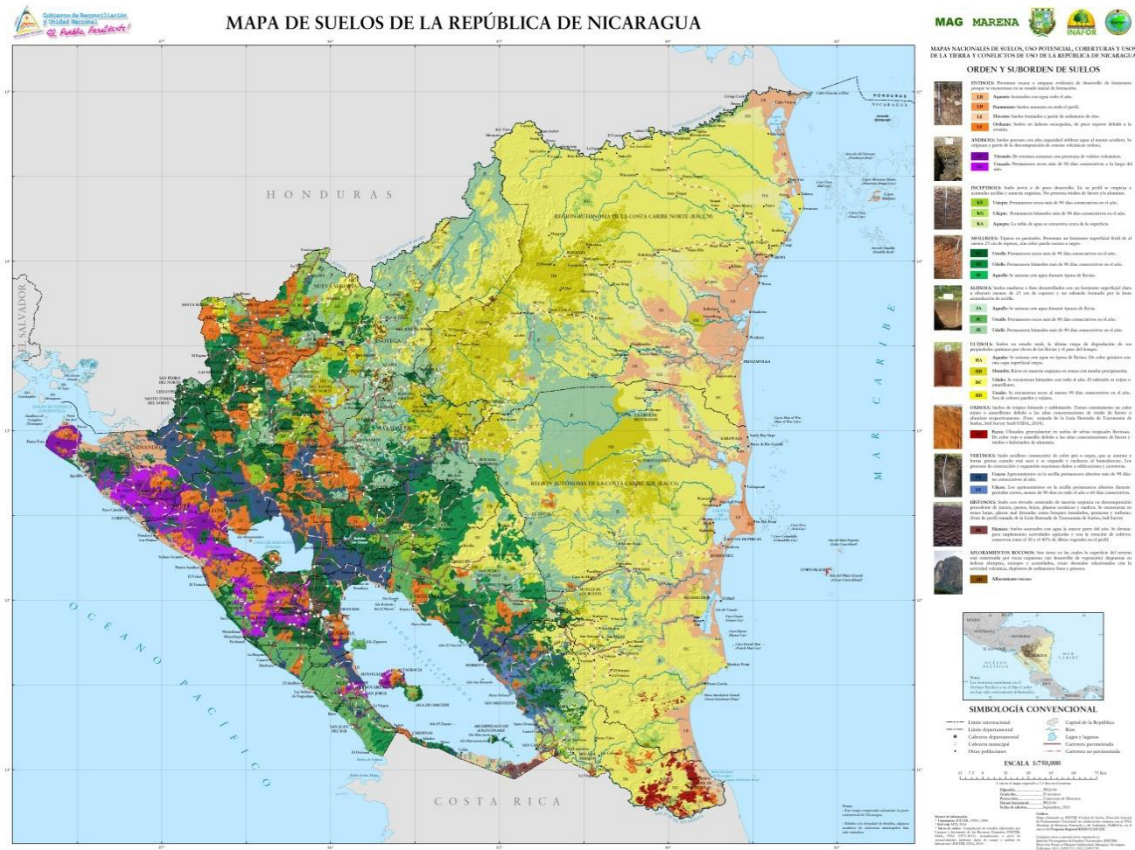
### 5.2.3 INFORMACIÓN ACERCA DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

**MAPA 2.- Cobertura y usos de la tierra de la Republica de Nicaragua.**





**MAPA 3.- Mapa de suelo de la Republica de Nicaragua.**



## 5.2.4 Pérdidas Iniciales y Constantes

Las pérdidas, es un proceso que reduce la precipitación total (altura total) de la tormenta a una fracción denominada precipitación eficaz (altura efectiva), la cual es responsable de la escorrentía, siendo los factores de la cuenca que inciden en las pérdidas: las características físicas del suelo, el uso del suelo, la cobertura vegetal del suelo y la pendiente del terreno.

En el análisis hidrológico de la cuenca del río Grande de Matagalpa las pérdidas iniciales fueron consideradas como el 20% de la abstracción máxima.

### 5.2.4.1 Número de curva

Para determinar la pérdida de precipitación producto de la infiltración, es necesario determinar el número de la curva de la Sub cuenca, para la aplicación del método

es necesario contar con información del uso y tipo de suelo de la cuenca con el fin de determinar el número específico de curva para cada Sub cuenca

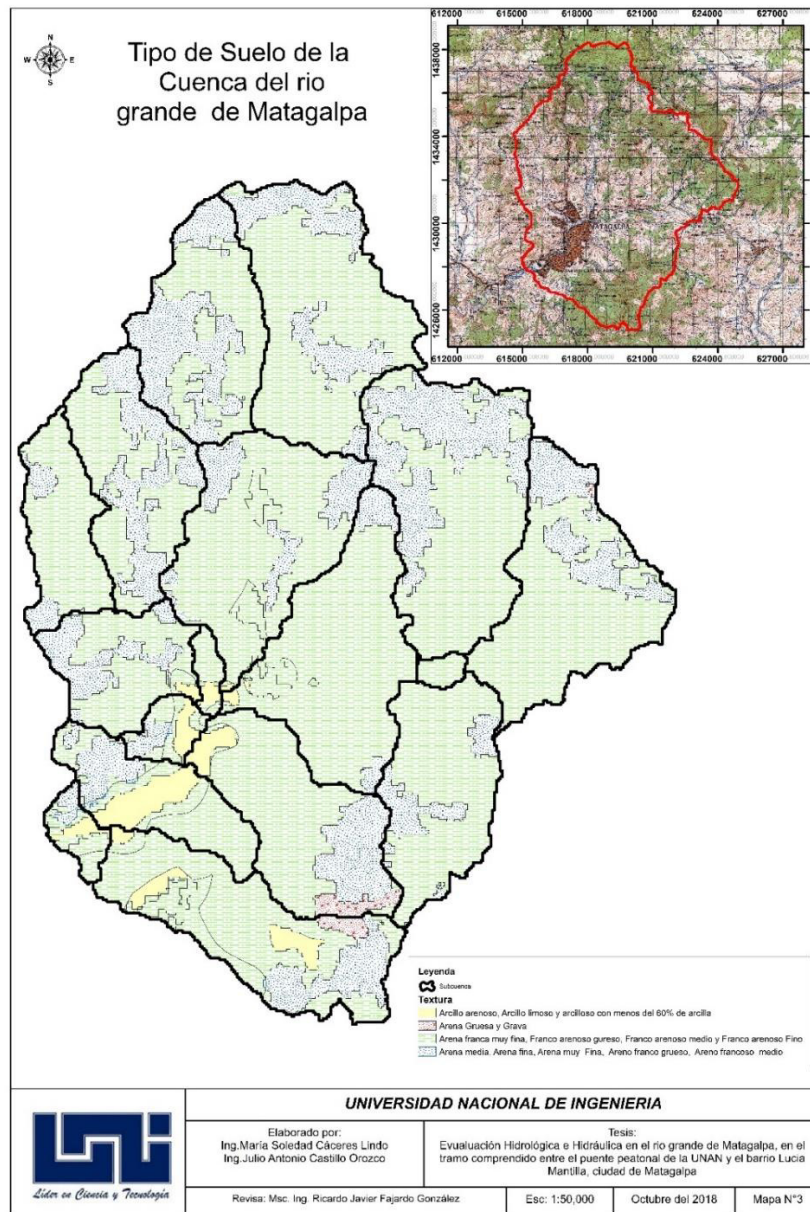
#### **A. Tipo de suelo**

De acuerdo con la información del mapa de uso potencial de la tierra de la república de Nicaragua, se pueden clasificar a los suelos que conforman la cuenca del río Grande de Matagalpa de acuerdo con textura de suelo los resultados se resumen en la siguiente tabla:

<b>Textura</b>	<b>Área Km<sup>2</sup></b>	<b>porcen taje</b>	<b>Grupo Hidrológico</b>
<b>Arcillo arenoso, Arcillo limoso y arcilloso con menos del 60% de arcilla</b>	2.300	2.791	C
<b>Arena franca muy fina, Franco arenoso grueso, Franco arenoso medio y Franco arenoso Fino</b>	58.959	71.559	B
<b>Arena media, Arena fina, Arena muy Fina, Areno franco grueso, Areno francoso medio</b>	20.588	24.988	A
<b>Arena Gruesa y Grava</b>	0.545	0.662	A
<b>Σ</b>	<b>82.392</b>	<b>100</b>	

Según esta información se puede elaborar un mapa de Tipo de Suelo de la cuenca del río Grande de Matagalpa.

**MAPA 4 .- Mapa de tipo de suelo de la cuenca del río Grande de Matagalpa**



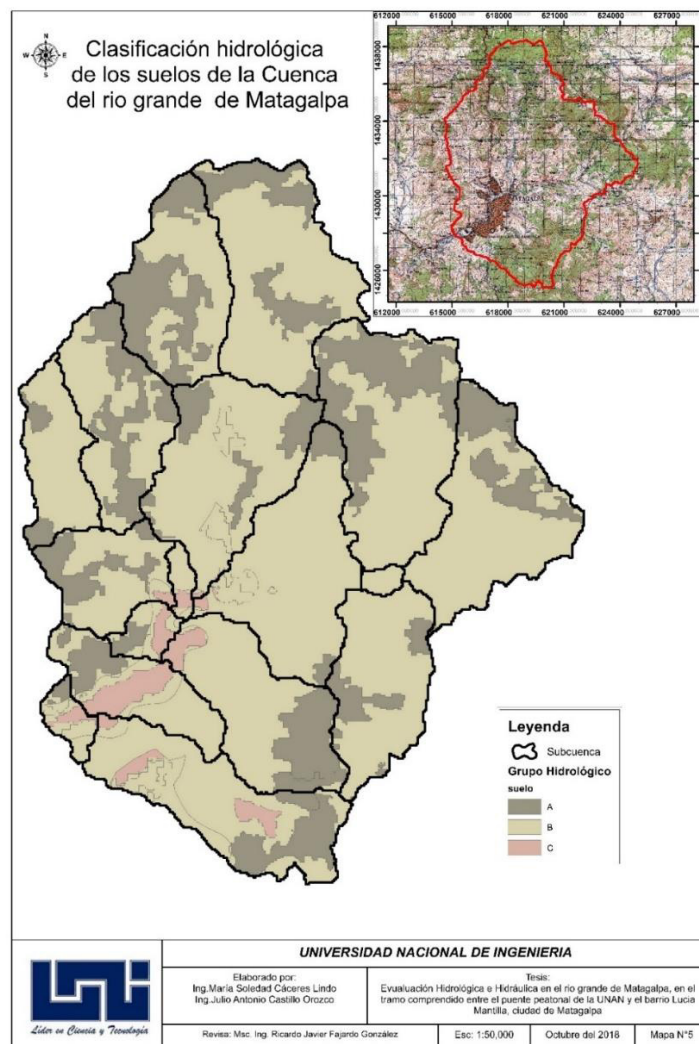
Área de la cuenca en dependencia del Grupo Hidrológico

**TABLA 6 .- Grupo Hidrológico de la cuenca del río Grande de Matagalpa**

Grupo Hidrológico	Área Km <sup>2</sup>	Porcentaje
<b>A</b>	21.133	25.650
<b>B</b>	58.959	71.559
<b>C</b>	2.300	2.791

## Clasificación hidrológica de los suelos de la cuenca del río Grande de Matagalpa

**MAPA 5 .- Mapa de la clasificación hidrológica de los suelos de la cuenca del río Grande de Matagalpa**



### B. Uso de suelo

De acuerdo con la información del mapa de cobertura y uso de la tierra de la república de Nicaragua, se pueden clasificar a los suelos que conforman la cuenca del río Grande de Matagalpa de acuerdo al uso que estos presentan, los resultados se resumen en la siguiente tabla:

**Tabla 7.- Tabla de uso de suelo de la cuenca del río Grande de Matagalpa**

Uso de suelos	área	%área
Bosque latifoliado denso	12.261	14.881
Bosque latifoliado ralo	4.161	5.05
pasto	18.265	22.167
Cultivo anual	0.875	1.062
Cultivo permanente	25.579	31.044
ciudades, poblados y caseríos	4.457	5.409
Vegetación arbustiva	14.731	17.879
Tacotal	1.738	2.109
suelo sin vegetación	0.313	0.379
Agua	0.014	0.016
$\Sigma$	82.393	99.996

De acuerdo con los datos antes mencionados se obtiene los valores de curva número empleados en el análisis hidrológico.

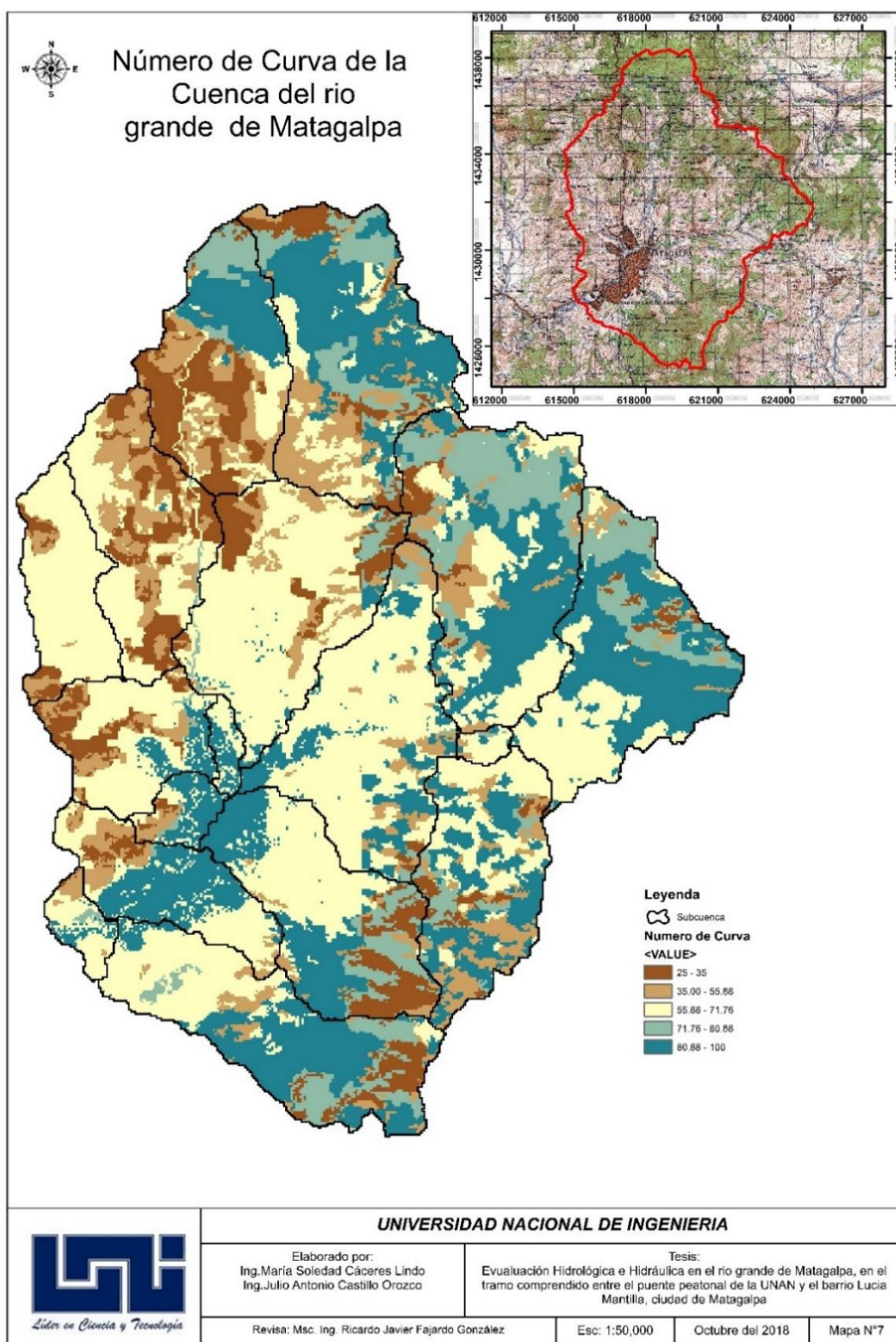
### **C. Número de Curva en dependencia del grupo Hidrológico**

**Tabla 8.- Tabla de numero de curva de la cuenca del río Grande de Matagalpa**

Descripción	A	B	C	D
Bosque latifoliado denso	25	55	70	77
Bosque latifoliado ralo	45	66	77	83
pasto	49	69	79	84
Cultivo anual	62	71	78	81
Cultivo permanente	72	81	88	91
ciudades, poblados y caseríos	77	85	90	92
Vegetación arbustiva	35	56	70	77
Tacotal	43	65	76	82
suelo sin vegetación	68	79	86	80
Agua	100	100	100	100



**MAPA 6 .- Mapa de curva número de la cuenca**



### 5.2.5 MÉTODO DE TRANSFORMACIÓN DE LLUVIA A ESCORRENTÍA

Los valores que emplea ArcGIS para determinar el Lag time son: la pendiente de la cuenca, la Curva número, la longitud hidráulica de la cuenca (es decir la longitud que existe desde el punto más alto de la cuenca hasta el punto más bajo de la misma) y la capacidad de retención de agua máxima. Estos valores se detallan en la siguiente tabla.

NAME	Pendiente de la cuenca (%)	Longets flow path (m)	CN	Lag time (min)
W180	13.84	5119.58	67.04	70.70
W190	16.49	4336.59	54.69	77.74
W200	12.83	5877.16	57.91	103.67
W210	15.55	6920.67	69.60	79.31
W220	15.26	5005.21	50.73	100.22
W230	12.48	4228.76	59.81	76.97
W240	11.49	4952.38	72.40	65.40
W250	13.14	3428.70	57.63	67.03
W260	11.53	5934.34	67.27	86.66
W270	8.00	1107.32	66.30	27.87
W280	13.15	4963.10	66.63	71.52
W290	8.95	1717.84	76.42	28.32
W300	10.66	1668.10	71.43	29.20
W310	15.09	4810.78	64.27	69.23
W320	12.06	3589.73	69.56	53.31
W330	10.74	1683.44	64.58	35.16
W340	13.71	6515.47	67.73	84.58

Para demostración del cálculo se realizará como ejemplo el Lag time de la cuenca W180

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 = \frac{1000}{67.04} - 10 = 5.61$$

$$Lag\ time = \frac{l^{0.8} * (s + 1)^{0.7}}{1900 * y^{0.5}}$$

Dónde:  $y$  - pendiente de la cuenca en %,  $S$  - la capacidad de retención de agua máxima,  $L$  - la longitud hidráulica de la cuenca (ft),  $CN$  - Número de curva de la subcuenca.

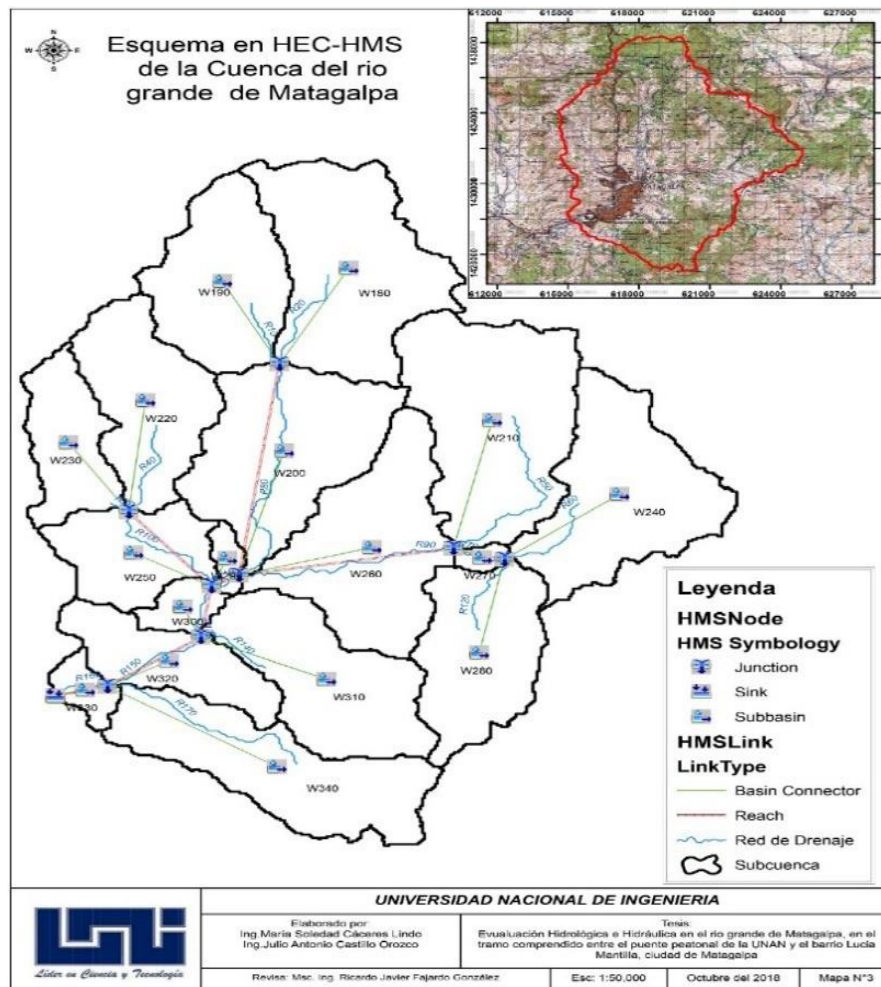
$$lag\ time_{W180} = \frac{16796.52^{0.8} * (5.61 + 1)^{0.7}}{1900 * 13.84^{0.5}} = 1.17hr * \frac{60min}{hr} = 70.7min$$

De esta manera se realiza los cálculos para cada Subcuenca

## 5.2.6 COMPONENTES DEL MODELO DE LA CUENCA

El modelo hidrológico de la cuenca fue creado con el programa ArcGIS 10.1, y con las extensiones ARC Hydro Tools 10.1 y Hec-GeoHMS 10.1, esta última es la que se encarga de generar el modelo que utilizará HEC-HMS para el análisis hidrológico. En este caso de estudio las componentes que posee el modelo de la cuenca son: Subbasin (subcuencas), sink (sumideros), junction (punto de cierre) Basin connector (conectores de cuencas) y reach (tramos del río donde existe tránsito de avenidas).

**MAPA 7.- Esquema del modelo hidrológico de la cuenca**





### 5.2.6.1 Información morfométricas de las subcuencas

Los parámetros para considerarse como lo son: el Área de las subcuencas, las pendientes de las subcuencas, longitud y pendientes del cauce principal el programa ArcGIS realiza los cálculos, el tiempo de concentración se calculó en base a la fórmula del proyecto hidrometeorológico centroamericano. Ver figura 10.

A continuación, se presenta un resumen de estos parámetros

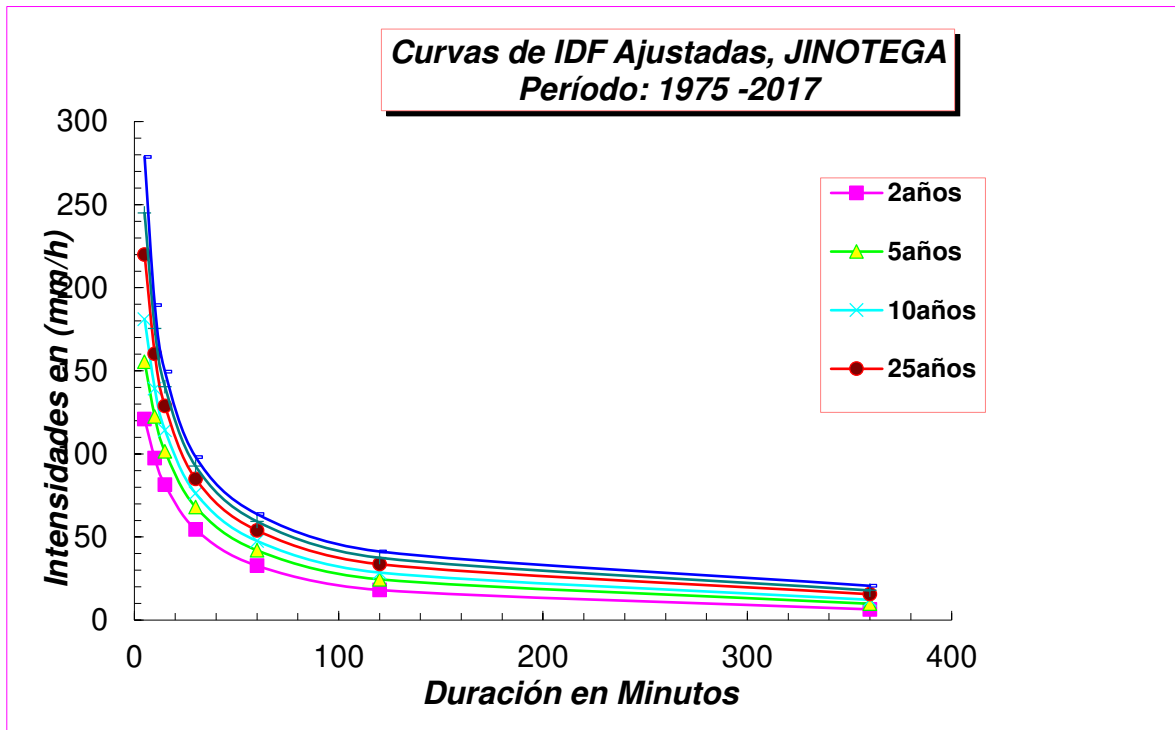
**TABLA 9.- Parámetros morfométricos de las subcuencas**

subcuenca	Área (km <sup>2</sup> )	longitud del río(m)	Elev. Max(m)	Elev Min(m)	Pendiente del cauce (%)	tiempo de concentración (hr)
<b>W180</b>	13.84	2123.05	1057	881	8.29%	0.12
<b>W190</b>	16.49	1346.41	989	881	8.02%	0.09
<b>W200</b>	12.83	4915.80	881	693	3.82%	0.32
<b>W210</b>	15.55	3809.76	861	761	2.62%	0.30
<b>W220</b>	15.26	1982.35	872	769	5.20%	0.14
<b>W230</b>	12.48	330.68	791	769	6.65%	0.03
<b>W240</b>	11.49	1940.05	800	775	1.29%	0.24
<b>W250</b>	13.14	2391.27	769	685	3.51%	0.19
<b>W260</b>	11.53	3655.72	761	693	1.86%	0.33
<b>W270</b>	8.00	876.12	775	761	1.60%	0.12
<b>W280</b>	13.15	1730.55	833	775	3.35%	0.15
<b>W290</b>	8.95	549.17	693	685	1.46%	0.09
<b>W300</b>	10.66	1096.15	685	677	0.73%	0.19
<b>W310</b>	15.09	1418.48	788	677	7.83%	0.09
<b>W320</b>	12.06	1797.82	677	661	0.89%	0.26
<b>W330</b>	10.74	853.34	661	660	0.12%	0.32
<b>W340</b>	13.71	3772.72	1108	661	11.85%	0.17

### 5.2.7 INFORMACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN HISTÓRICA O DE DISEÑO

En este caso se utilizó el método de bloques alternos con su correspondiente hietograma específico, debido a que la estación más cercana a la cuenca es la estación hidrometeorológica de Jinotega, por lo tanto, no se podían aplicar los métodos de los polígonos de Thiessen o el inverso de la distancia, debido que otras estaciones no tenía influencia sobre el área de la cuenca.

**GRAFICA 10.- Curvas IDF, Estación Jinotega**



En el cual se elaboraron tres hietogramas de lluvia para los períodos de retorno de: 25, 50 y 100 años a partir de las curvas IDF de la estación antes mencionada, dichos hietogramas se realizaron para una duración máxima de 2 horas en intervalos sucesivos de 10 minutos.

A continuación, se presentan los datos de las curvas IDF de la estación de Jinotega:

**TABLA 10.- Intensidades máximas de lluvias, según el período de retorno en la Estación Jinotega**

TR	Tiempo en Minutos						
	5	10	15	30	60	120	360
2 años	121.0	97.4	81.4	54.5	32.7	18.1	6.5
5 años	155.5	122.4	101.5	68.0	42.0	24.5	9.8
10 años	181.1	139.3	114.3	76.2	47.7	28.6	12.2

TR	Tiempo en Minutos						
	5	10	15	30	60	120	360
25 años	219.9	160.3	128.8	84.9	54.0	33.6	15.6
50 años	244.9	175.5	140.4	92.6	59.4	37.5	17.8
100 años	278.7	189.6	149.4	98.1	63.8	41.3	20.6
1000 años	328.7	239.3	201.4	151.5	114.7	87.2	56.6

#### 5.2.7.1 Hietograma de lluvia, según IDF para un período de retorno

Se aplicará el método de los bloques alternos para generar un hietograma de lluvia, según el período de retorno especificado, utilizando las curvas de Intensidad de Frecuencia, suministrada por INETER. El método se basa en determinar la profundidad de lluvia a partir de las lecturas de las IDF y el intervalo de tiempo seleccionado, como se muestra a continuación como ejemplo:

El número de intervalos se define como:

$$\Delta t = \frac{\text{la duración total de la tormenta}}{\text{el intervalo de tiempo sucesivo de duración}}$$

$$\Delta t = \frac{120 \text{ min}}{10 \text{ min}} = 12$$

*Profundidad acumulada = duracion \* intensidad*

$$Pa_{1\Delta t} = \frac{\left(10 \text{ min} * \frac{160.302 \text{ mm}}{h}\right)}{\frac{60 \text{ min}}{h}} = 26.71 \text{ mm}$$

$$Pa_{2\Delta t} = \frac{\left(20 \text{ min} * \frac{108.981 \text{ mm}}{h}\right)}{\frac{60 \text{ min}}{h}} = 36.32 \text{ mm}$$

Una vez calculada la profundidad acumulada para el total de los intervalos en este caso son 12, es necesario encontrar la Profundidad para cada intervalo de tiempo sucesivo.

$$\text{Profundidad} = Pa_{\Delta t} - Pa_{\Delta t-1}$$

$$P_{1\Delta t} = 26.71 \text{ mm} - 0 = 26.71 \text{ mm}$$

$$P_{2\Delta t} = 36.32 \text{ mm} - 26.71 \text{ mm} = 9.61 \text{ mm}$$

Teniendo todos los datos la aplicación del método consiste en reordenar los bloques encontrados de tal manera que la intensidad máxima ocurra en la mitad del tiempo ( $\Delta t/2$ ), y los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño.

Los demás resultados se presentan en la siguiente tabla cabe destacar que este proceso se realizó para la construcción de los tres hietogramas de diseño.

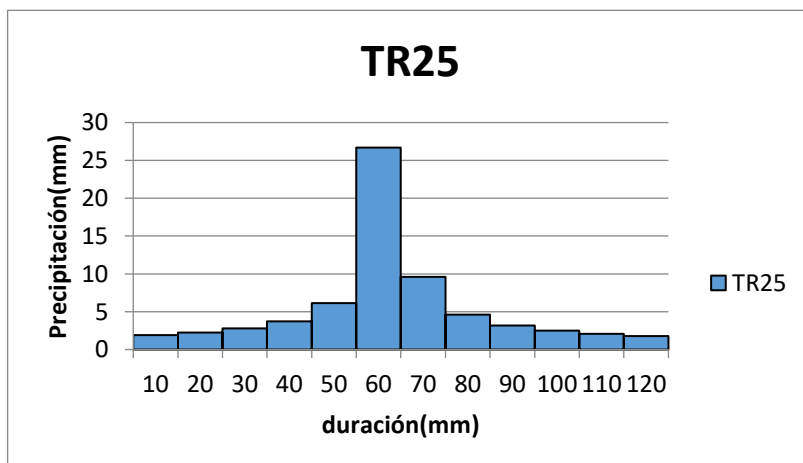
**TABLA 11.- Tabla de cálculo del Hietograma de lluvia para un período de retorno de 25 años, según los bloques alternos**

<b>Duración (min)</b>	<b>INT (mm/h)</b>	<b>Prof. Acum (mm)</b>	<b>Prof. (mm)</b>	<b>Tiempo inicial</b>	<b>Tiempo final</b>	<b>Precipitación (mm)</b>
<b>10</b>	160.302	26.71	26.71	0	10	1.91
<b>20</b>	108.981	36.32	9.61	10	20	2.25
<b>30</b>	84.929	42.46	6.14	20	30	2.78
<b>40</b>	70.614	47.07	4.61	30	40	3.74

<b>Duración (min)</b>	<b>INT (mm/h)</b>	<b>Prof. Acum (mm)</b>	<b>Prof. (mm)</b>	<b>Tiempo inicial</b>	<b>Tiempo final</b>	<b>Precipitación (mm)</b>
<b>50</b>	60.984	50.81	3.74	40	50	6.14
<b>60</b>	53.999	53.99	3.18	50	60	26.71
<b>70</b>	48.669	56.77	2.78	60	70	9.61
<b>80</b>	44.447	59.26	2.49	70	80	4.61
<b>90</b>	41.008	61.51	2.25	80	90	3.18
<b>100</b>	38.145	63.57	2.06	90	100	2.49
<b>110</b>	35.718	65.48	1.91	100	110	2.06
<b>120</b>	33.631	67.26	1.78	110	120	1.78

Graficando los datos de la tabla anterior, se obtiene el hietograma de lluvia para un período de retorno de 25 años.

**GRAFICA 11.- Hietograma de lluvia para un período de retorno de 25 años**



A partir de la curva de IDF para período de retorno de 25 años, el hietograma resultante con una duración de 2 horas muestra una precipitación máxima de 26.71 mm.

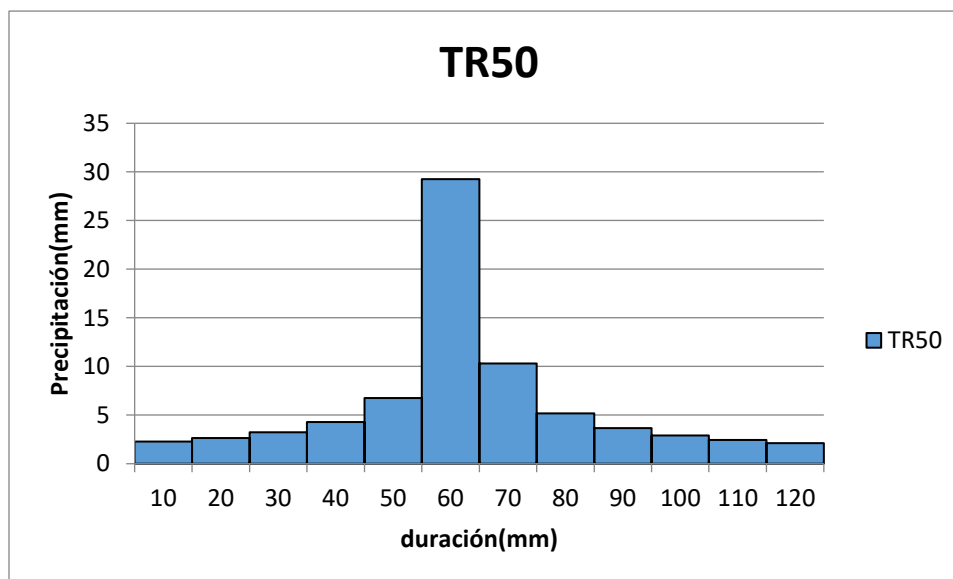
Con la misma secuencia lógica, se obtiene los siguientes hietogramas de lluvia para período de retorno de 50 y 100 años.

**TABLA 12.- Tabla de cálculo del Hietograma de lluvia para un período de retorno de 50 años, según los bloques alternos**

<b>Duración (min)</b>	<b>INT (mm/h)</b>	<b>Prof. Acum (mm)</b>	<b>Prof. (mm)</b>	<b>Tiempo inicial</b>	<b>Tiempo final</b>	<b>Precipitación (mm)</b>
<b>10</b>	175.49	29.24	29.24	0	10	2.28
<b>20</b>	118.61	39.53	10.29	10	20	2.65
<b>30</b>	92.57	46.28	6.75	20	30	3.23
<b>40</b>	77.19	51.45	5.17	30	40	4.27
<b>50</b>	66.86	55.72	4.27	40	50	6.75
<b>60</b>	59.38	59.38	3.66	50	60	29.24
<b>70</b>	53.67	62.61	3.23	60	70	10.29
<b>80</b>	49.14	65.52	2.91	70	80	5.17
<b>90</b>	45.45	68.17	2.65	80	90	3.66

Duración (min)	INT (mm/h)	Prof. Acum (mm)	Prof. (mm)	Tiempo inicial	Tiempo final	Precipitación (mm)
100	42.37	70.61	2.44	90	100	2.91
110	39.76	72.89	2.28	100	110	2.44
120	37.51	75.02	2.13	110	120	2.13

**GRAFICA 12.- Hietograma de lluvia para un período de retorno de 50 años**



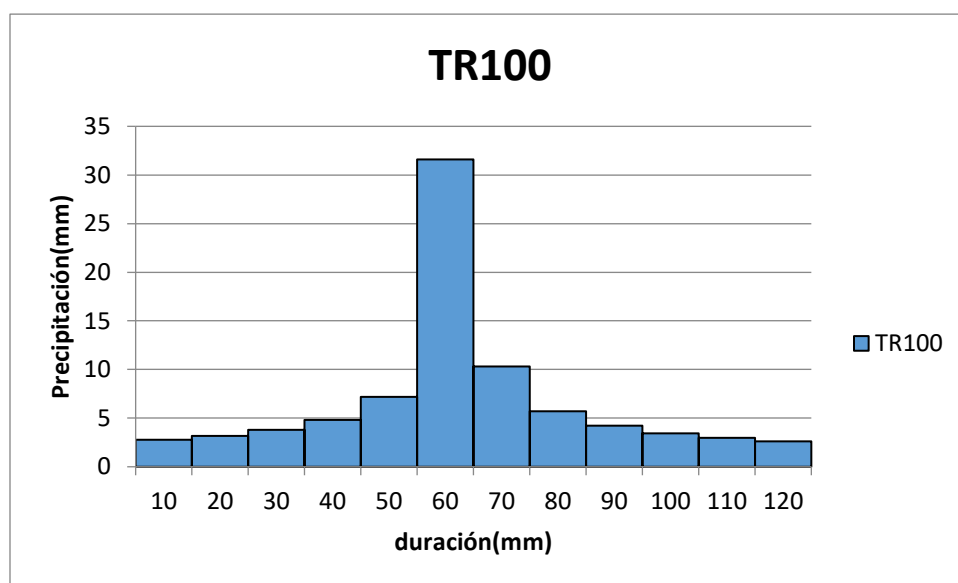
A partir de la curva de IDF para período de retorno de 50 años, el hietograma resultante con una duración de 2 horas muestra una precipitación máxima de 29.24 mm.

**TABLA 13 .- Tabla de cálculo del Hietograma de lluvia para un período de retorno de 100 años, según los bloques alternos**

<b>Duración (min)</b>	<b>INT (mm/h)</b>	<b>Prof. Acum (mm)</b>	<b>Prof. (mm)</b>	<b>Tiempo tiempo inicial</b>	<b>tiempo final</b>	<b>Precipitación (mm)</b>
<b>10</b>	189.57	31.59	31.59	0	10	2.78
<b>20</b>	125.69	41.89	10.3	10	20	3.18
<b>30</b>	98.13	49.06	7.17	20	30	3.79
<b>40</b>	82.16	54.77	5.71	30	40	4.82
<b>50</b>	71.52	59.59	4.82	40	50	7.17
<b>60</b>	63.82	63.82	4.23	50	60	31.59
<b>70</b>	57.95	67.61	3.79	60	70	10.3
<b>80</b>	53.30	71.06	3.45	70	80	5.71
<b>90</b>	49.50	74.24	3.18	80	90	4.23
<b>100</b>	46.32	77.2	2.96	90	100	3.45
<b>110</b>	43.63	79.98	2.78	100	110	2.96
<b>120</b>	41.30	82.59	2.61	110	120	2.61



**GRAFICA 13.- Hietograma de lluvia para un período de retorno de 100 años**



A partir de la curva de IDF para período de retorno de 100 años, el hietograma resultante con una duración de 2 horas muestra una precipitación máxima de 31.59 mm.

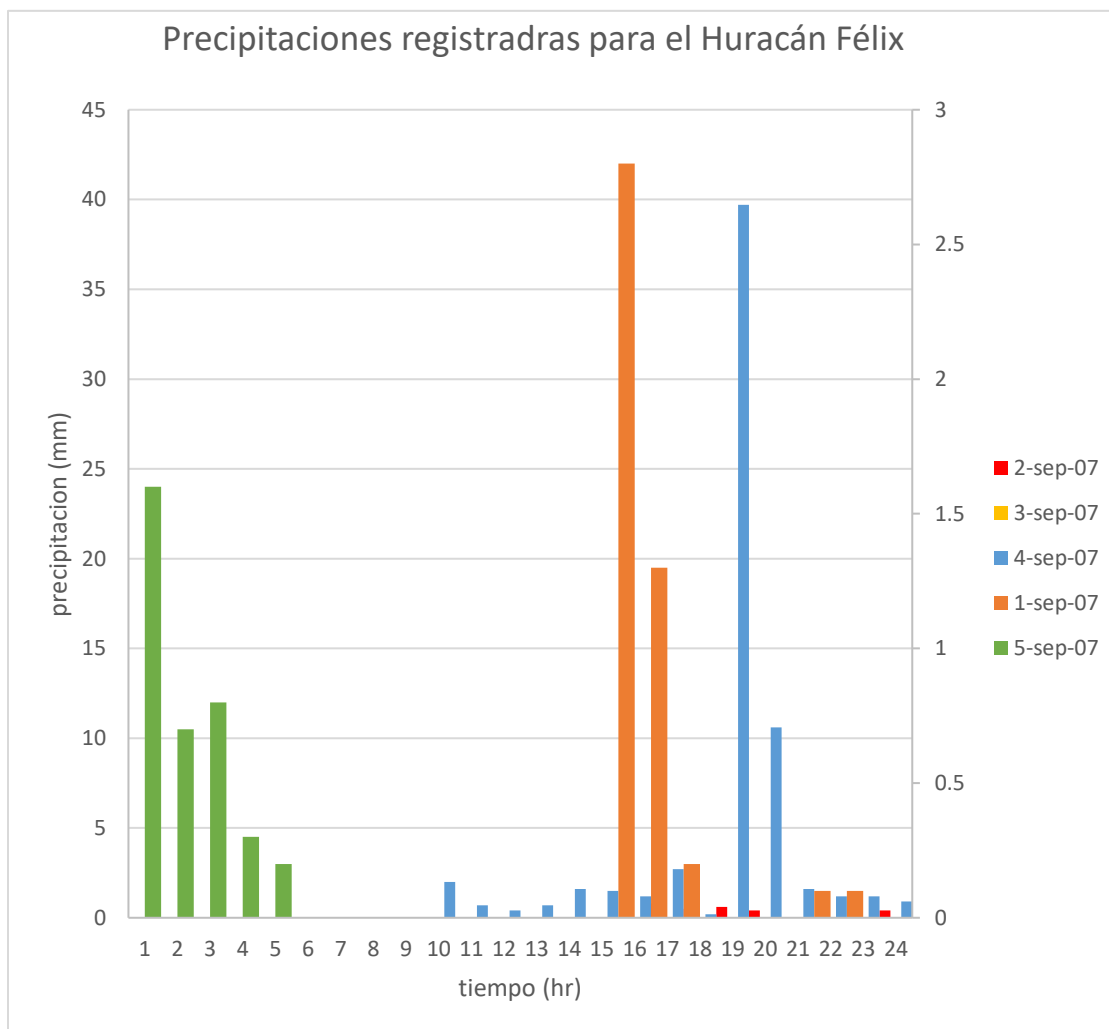
#### 5.2.7.2 Hietograma de lluvia, según evento registrado

Además de estos hietogramas se evaluó el huracán Félix ya que es el evento con mayores precipitaciones del que se tienen registro en la estación meteorológica de Jinotega, en la siguiente tabla se presentan las lluvias registradas para este evento en la estación de Jinotega, según INETER.

Registro de precipitaciones para el Huracán Félix (31-ago-2007 - 6-sep-2007)																								
día/ hora	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
31-ago	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1-sep	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.8	1.3	0.2	0	0	0	0.1	0.1	0
2-sep	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.8	0.5	0.6	0.4	0	0	0	0.4
3-sep	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4-sep	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0.7	0.4	0.7	1.6	1.5	1.2	2.7	0.2	39.7	10.6	1.6	1.2	1.2	0.9
5-sep	1.6	0.7	0.8	0.3	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6-sep	6	7	8	3	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Registro de precipitaciones para el Huracán Félix (31-ago-2007 - 6-sep-2007)																								
día/ hora	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
6-sep	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

**GRAFICA 14. Hietograma de lluvia del Huracán Félix**



### 5.2.8 COMPONENTES DE DATOS DE SERIES DE TIEMPO

El modelo HEC-HMS requiere se especifique un período de tiempo (hipotético o registrado) en el que tendrá lugar el proceso Lluvia – Escorrentía de la cuenca que está siendo analizada. Con este fin se considera como tiempo y fecha de inicio el momento en que empieza la tormenta, y como tiempo y fecha final la duración de la tormenta más un tiempo adicional para permitir el proceso de desarrollo del hidrograma y su recesión final, además de establecer el intervalo de tiempo para graficarlo. En esta tabla se presenta los datos empleados:

<i>Especificaciones de control</i>				
<b>Cuenca</b>	Fecha de inicio	Hora de inicio	Fecha final	Hora final
<b>Río Grande de Matagalpa</b>	23-oct-2018	0:00	23-oct-2018	12:00

La fecha empleada (hipotética) no afecta en el análisis, sin embargo, esta tiene que coincidir con las de las componentes del control de especificaciones.

### 5.2.9 COMPONENTES DEL MODELO METEOROLÓGICO

En este componente del HEC-HMS requiere la información pluviométrica de la tormenta máxima probable, el método empleado para el análisis de precipitación es el de especificar un hietograma de lluvia para cada subcuenca, en el cual se establece que la lluvia se distribuye de manera uniforme en toda la cuenca por lo cual cada subcuenca utiliza el mismo hietograma de lluvia construido a partir de la aplicación del método de bloques alternos.

### 5.2.10 COMPONENTES DEL CONTROL DE ESPECIFICACIONES

En esta componente se establece la información del inicio de la tormenta, así como su final además de establecer el intervalo de tiempo de esta, con esto se logra

introducir los datos de precipitación obtenida de la aplicación del método de los bloques alternos.

En esta tabla se presenta los datos empleados:

<i>Períodos de duración de los hietogramas de lluvia</i>				
<b>Cuenca</b>	Período de la Tormenta (propuesto)			
<b>Río Grande de Matagalpa</b>	Fecha de Inicio	Hora de Inicio	Fecha de Finalización	Hora de Finalización
	23-oct-2018	0:00	23-oct-2018	2:00

#### 5.2.11 CALCULO DEL CAUDAL SEGÚN EL MÉTODO DE TRANSITO DE AVENIDA

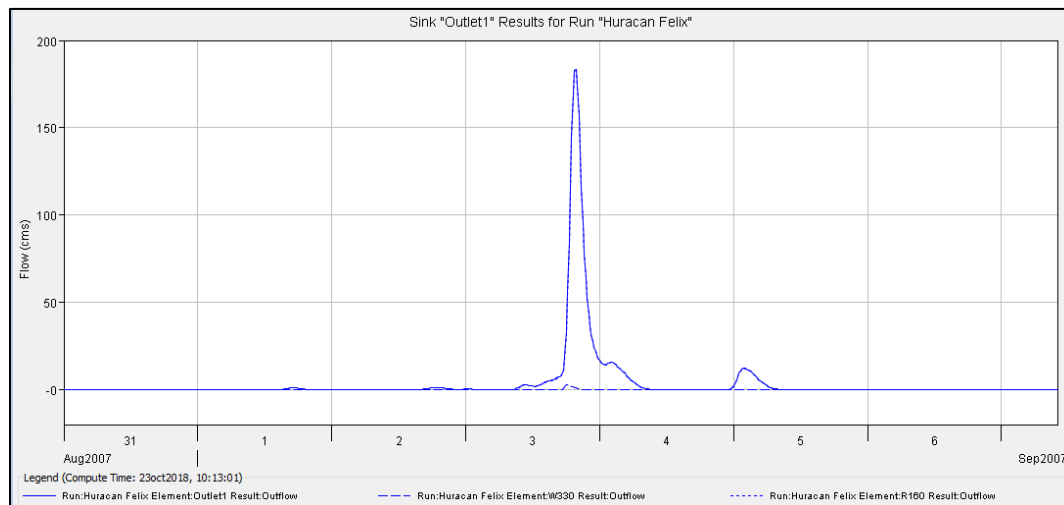
De la modelación hidrológica de la cuenca del río Grande Matagalpa en HEC-HMS se obtuvo los siguientes caudales y los hidrogramas de salida en el punto de cierre seleccionado.

**TABLA 5 .- Caudales para período de retorno de 25, 50 y 100 años.**

<b>Evento</b>	<b>Punto de cierre (m<sup>3</sup>/s)</b>
<b>Huracán Félix</b>	183.5
<b>TR25</b>	219.7
<b>TR50</b>	262.1

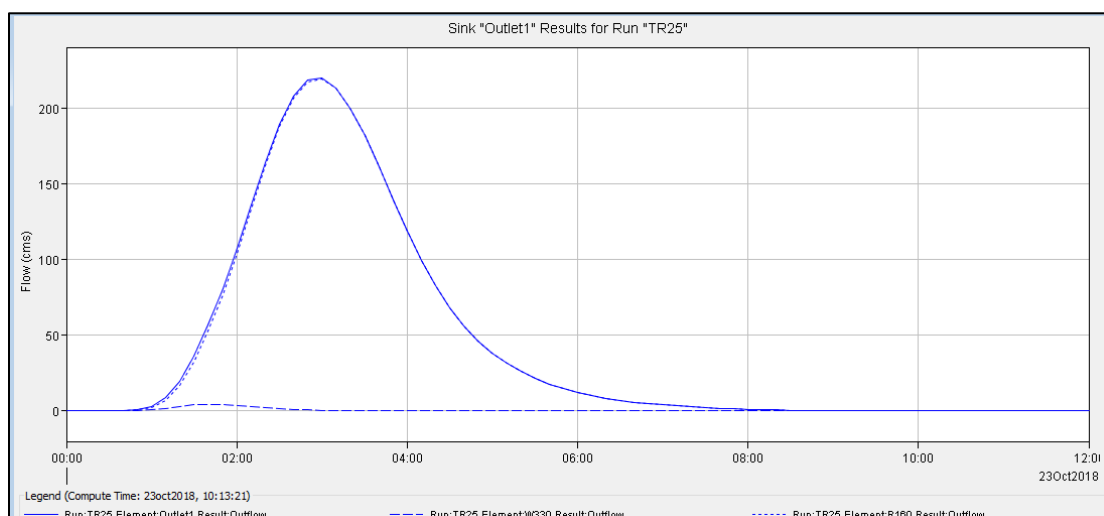
Evento	Punto de cierre (m <sup>3</sup> /s)
TR100	304.5

#### 5.2.11.1 Hidrograma de Salida en el punto de cierre para el Huracán Félix



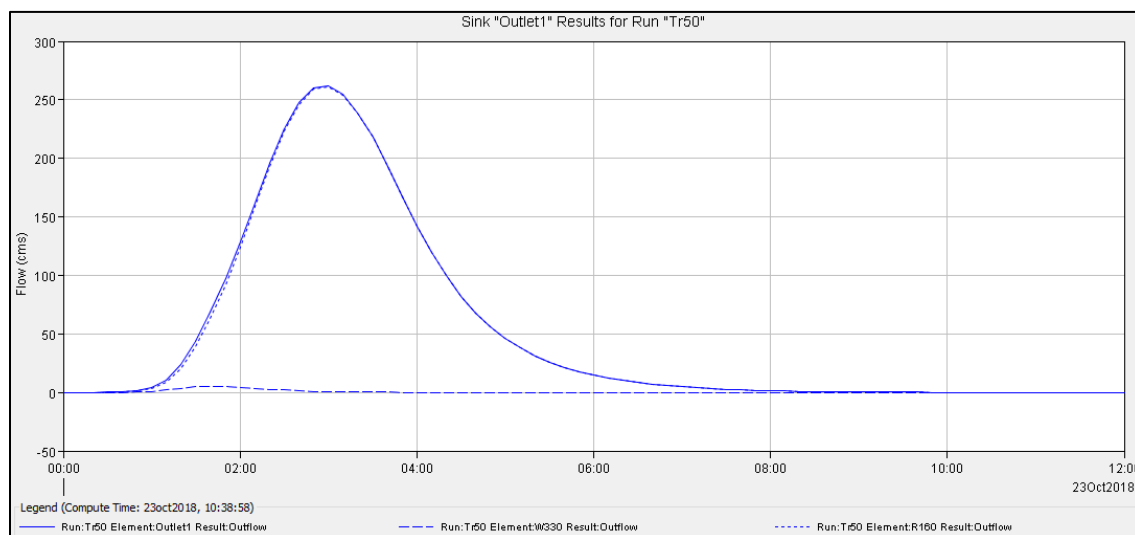
El caudal máximo para el huracán Félix es de 183.5 m<sup>3</sup>/s y ocurre el cuarto día a las 19:45 hr desde que inicio la lluvia.

#### 5.2.11.2 Hidrograma de Salida en el punto de cierre TR25



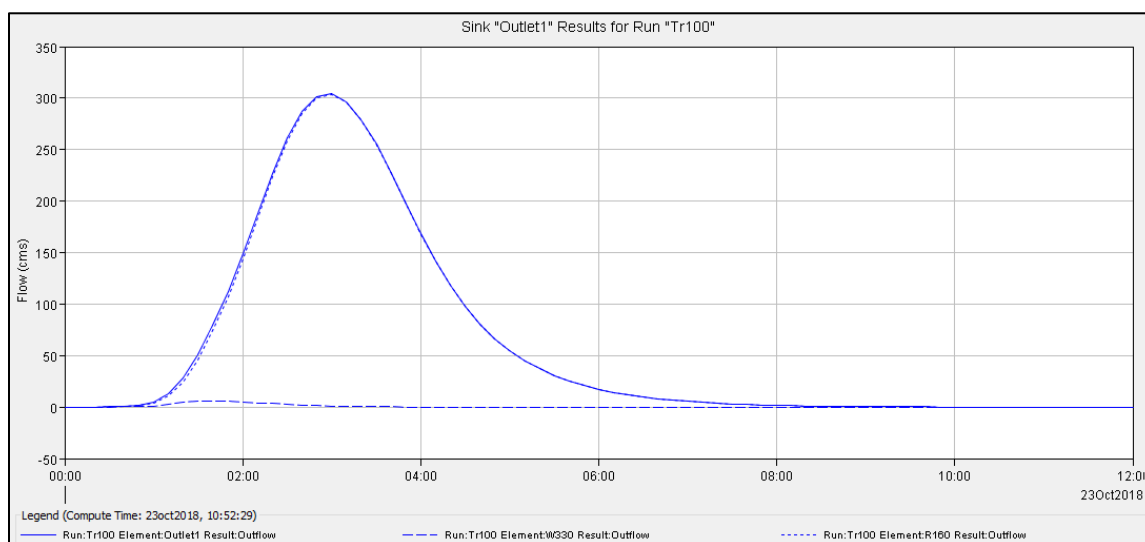
El caudal máximo para el TR 25 es de 219.7 m<sup>3</sup>/s y ocurre a las 3:00 iniciada la lluvia.

### 5.2.11.3 Hidrograma de Salida en el punto de cierre TR50



El caudal máximo para el TR 50 es de 262.1 m<sup>3</sup>/s y ocurre a las 3:00 iniciada la lluvia.

### 4.5.1.1 Hidrograma de Salida en el punto de cierre TR100



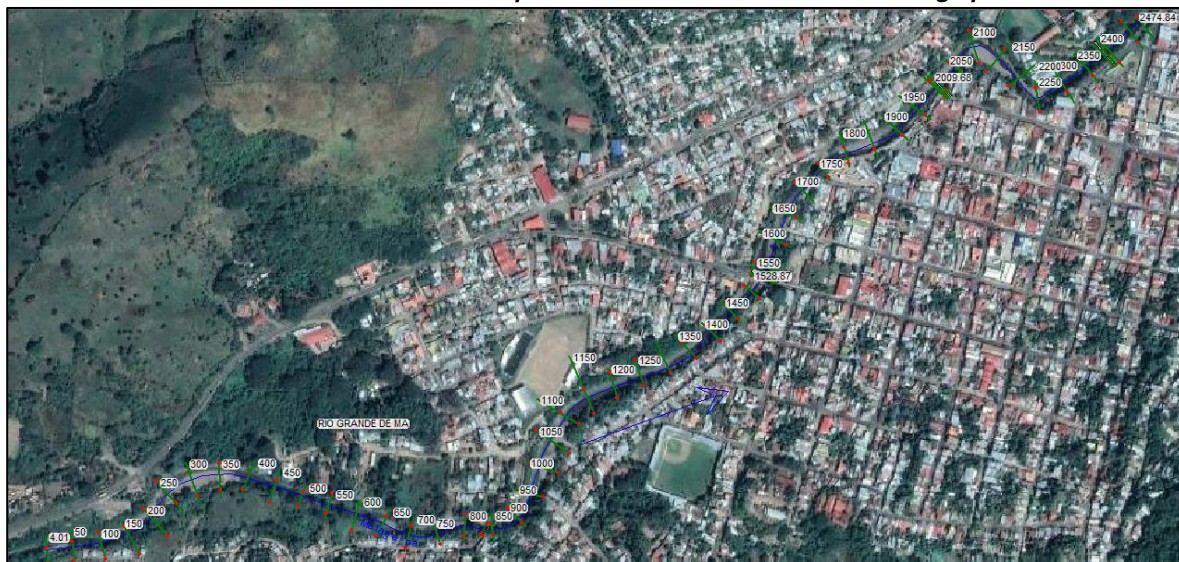
El caudal máximo para el TR 100 es de 304.5 m<sup>3</sup>/s y ocurre a las 3:00 iniciada la lluvia.

## 5.3 ANÁLISIS HIDRÁULICO

### 5.3.3 ESTUDIO TOPOGRÁFICOS

El levantamiento topográfico se realizó con el Station Total, para lo cual se levantó una red de puntos con coordenadas x, y, z que permitirán el replanteo rápido tanto para el puente como el eje de los accesos. De esta manera la información topográfica fue procesada mediante el software CIVIL 3D 2017, con el cual se creó el eje central del cauce, las secciones transversales y los márgenes del río para poder realizar la vinculación con HEC-RAS.

**PLANO 1 .- Levantamiento planímetro cauce río Grande de Matagalpa**



#### 5.3.3.1 Secciones transversales

Se introdujeron 53 secciones transversales a cada 50 m.

**PLANO 2.- Vista de planta del río Grande de Matagalpa con sus secciones Transversales.**

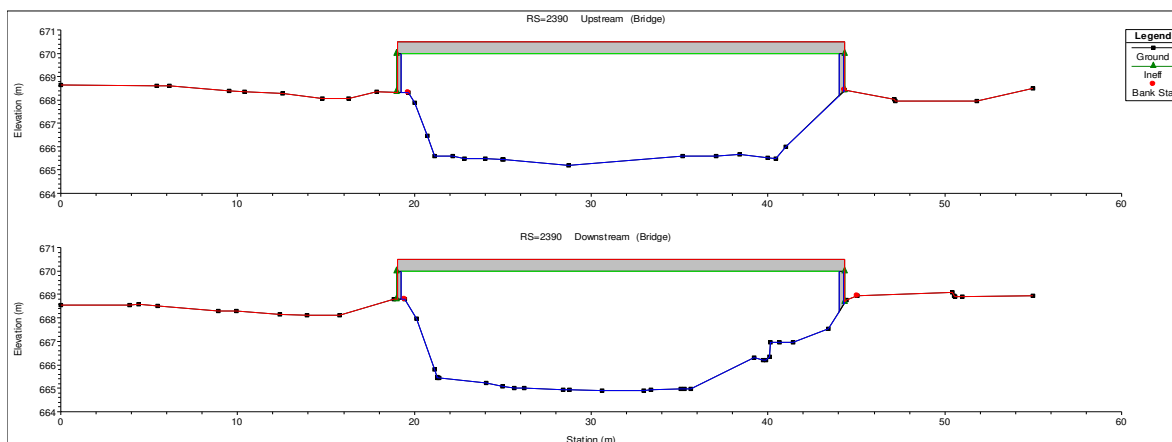


**5.3.3.2 Características hidráulicas de los puentes**

**D. Descripción de estructuras u obras de control próximas al sitio del puente**

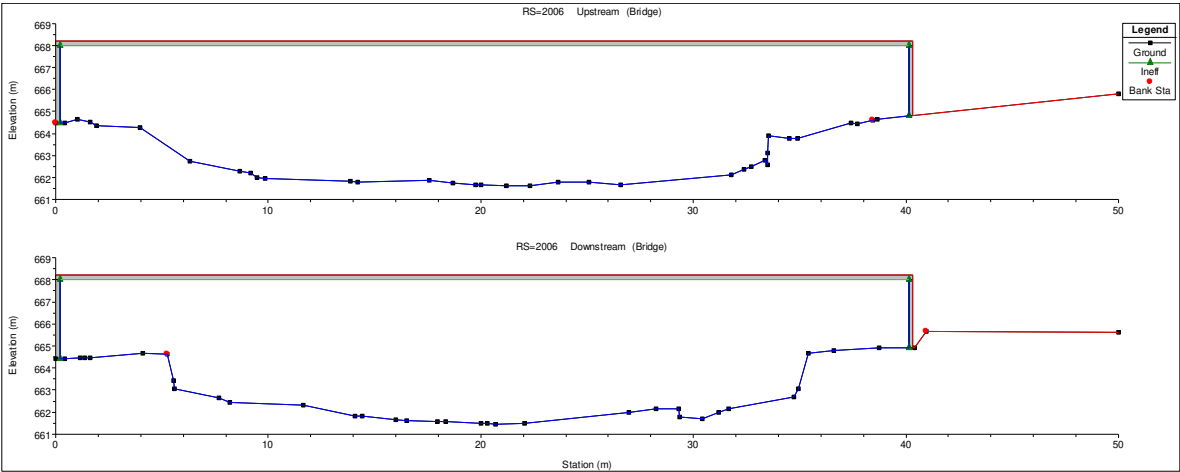
El puente peatonal de la UNAN está compuesto por una estructura metálica tiene un claro de 40.3 m, con un ancho de 2.2 m y una altura de 5.6 m desde el nivel fondo del cauce. El puente peatonal del mercado sur está compuesto por una estructura metálica tiene un claro de 25.3 m, con un ancho de 2.2 m y una altura de 6.6 m desde el nivel fondo del cauce. El puente vehicular está compuesto por una estructura de concreto tiene un claro de 41.3 m, con un ancho de 7.8 m y una altura de 4.9 m desde el nivel fondo del cauce hasta la cuerda inferior del puente.

**GRAFICA 15.- Perfil del puente ubicado en el estacionamiento 2+390 en HEC-RAS**

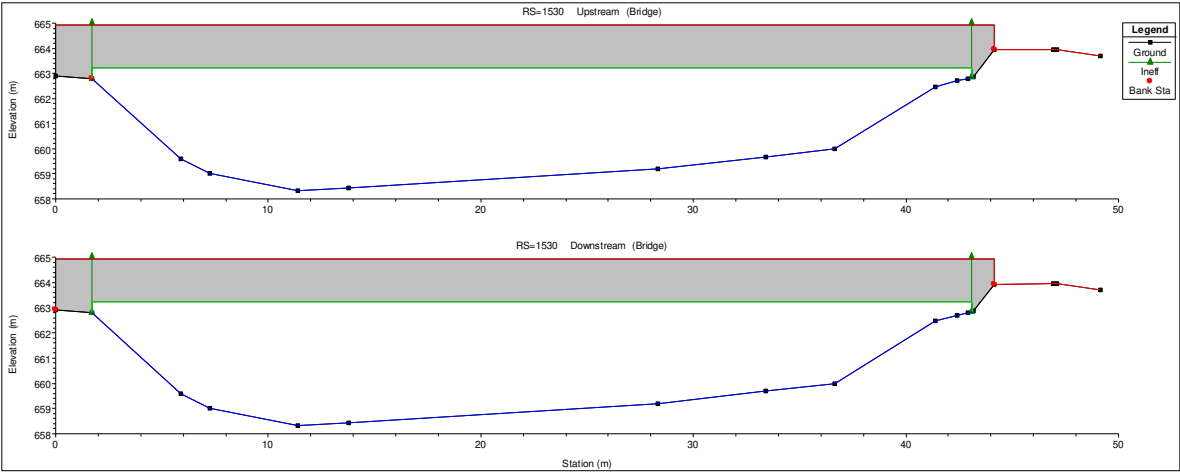




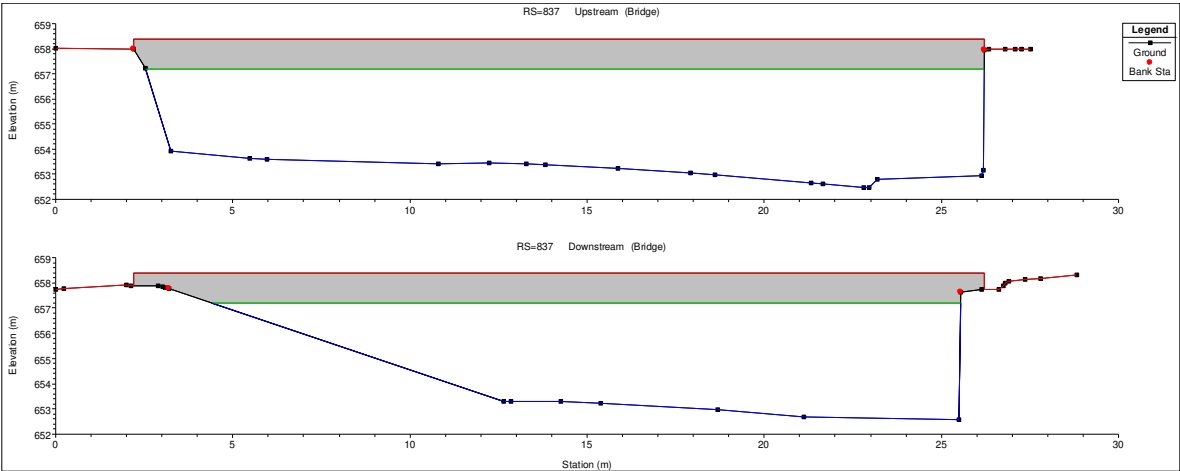
GRAFICA 16.- Perfil del puente ubicado en el estacionamiento 2+006 en HEC-RAS



GRAFICA 17.- Perfil del puente ubicado en el estacionamiento 1+530 en HEC-RAS



GRAFICA 18.- Perfil del puente ubicado en el estacionamiento 0+837 en HEC-RAS



### 5.3.4 CÁLCULOS HIDRÁULICOS

#### 5.3.4.1 Obtención del coeficiente de Manning

La rugosidad del cauce se determinó aplicado el método de Cowan con ayuda de las fotos que se tomaron en la visita de campo, utilizando la metodología planteada en el libro de Hidráulica aplicada de V. Te Chow, a continuación, se presentan estas:

*FOTO 2 . secciones del cauce*













Est: 1+185 - 0+920



Est: 1+340 - 1+190















A continuación, se presentan los coeficientes de Manning valorados, según el método de V. Te Chow (expresado en su libro clásico hidráulica de canales abiertos) para cada sección transversal, según la estación topográfica.

Est	no	n1	n2	n3	n4	n5	n
<b>2+474.84</b>	0.025	0.01	0.005	0.012	0.01	1	0.062
<b>2+450</b>	0.025	0.01	0.005	0.012	0.01	1	0.062
<b>2+400</b>	0.025	0.01	0.005	0.012	0.01	1	0.062
<b>2+393.01</b>	0.024	0.005	0.005	0.01	0.005	1	0.049
<b>2+390</b>	0.024	0.005	0.005	0.01	0.005	1	0.049
<b>2+387.87</b>	0.024	0.005	0.005	0.01	0.005	1	0.049
<b>2+350</b>	0.028	0.005	0.005	0.01	0.015	1	0.063
<b>2+300</b>	0.028	0.005	0.005	0.01	0.015	1	0.063
<b>2+250</b>	0.028	0.005	0.005	0.01	0.015	1	0.063
<b>2+200</b>	0.028	0.01	0.005	0.02	0.015	1	0.078
<b>2+150</b>	0.028	0.01	0.005	0.02	0.01	1	0.073
<b>2+100</b>	0.028	0.01	0.005	0.02	0.01	1.15	0.08395
<b>2+050</b>	0.028	0.01	0.005	0.01	0.01	1	0.063
<b>2+009.68</b>	0.024	0.01	0.005	0.015	0.005	1	0.059
<b>2+006.17</b>	0.024	0.01	0.005	0.015	0.005	1	0.059

Est	no	n1	n2	n3	n4	n5	n
<b>2+003.07</b>	0.024	0.01	0.005	0.015	0.005	1	0.059
<b>2+000</b>	0.024	0.01	0.015	0.015	0.005	1	0.069
<b>1+950</b>	0.024	0.01	0.015	0.015	0.005	1	0.069
<b>1+900</b>	0.024	0.01	0.015	0.005	0.005	1	0.059
<b>1+850</b>	0.024	0.01	0.015	0.005	0.005	1	0.059
<b>1+800</b>	0.024	0.01	0.015	0.005	0.005	1	0.059
<b>1+750</b>	0.024	0.01	0.015	0.005	0.005	1.15	0.06785
<b>1+700</b>	0.024	0.01	0.015	0.005	0.005	1.15	0.06785
<b>1+650</b>	0.024	0.01	0.015	0.005	0.005	1.15	0.06785
<b>1+600</b>	0.024	0.005	0.015	0.005	0.005	1	0.054
<b>1+550</b>	0.024	0.005	0.015	0.005	0.005	1	0.054
<b>1+541.07</b>	0.024	0.005	0.015	0.005	0.005	1	0.054
<b>1+534.83</b>	0.024	0.005	0.015	0.005	0.005	1	0.054
<b>1+528.87</b>	0.024	0.005	0.015	0.005	0.005	1	0.054
<b>1+500</b>	0.024	0.005	0.015	0.005	0.01	1	0.059
<b>1+450</b>	0.024	0.005	0.015	0.005	0.01	1	0.059
<b>1+400</b>	0.024	0.005	0.015	0.005	0.01	1	0.059
<b>1+350</b>	0.024	0.005	0.015	0.005	0.01	1	0.059
<b>1+300</b>	0.028	0.01	0.005	0.015	0.01	1	0.068
<b>1+250</b>	0.028	0.01	0.005	0.015	0.01	1	0.068
<b>1+200</b>	0.028	0.01	0.005	0.015	0.01	1	0.068
<b>1+150</b>	0.028	0.01	0.005	0.015	0.01	1.15	0.0782
<b>1+100</b>	0.028	0.01	0.005	0.015	0.01	1.15	0.0782
<b>1+050</b>	0.028	0.01	0.005	0.015	0.01	1.15	0.0782
<b>1+000</b>	0.028	0.01	0.005	0.015	0.01	1.15	0.0782
<b>0+950</b>	0.028	0.01	0.005	0.015	0.01	1.15	0.0782
<b>0+900</b>	0.028	0.01	0.005	0.015	0.01	1.15	0.0782
<b>0+850</b>	0.028	0.01	0.005	0.015	0.01	1.15	0.0782
<b>0+839.5</b>	0.028	0.01	0.005	0.015	0.01	1.15	0.0782
<b>0+837.1</b>	0.028	0.01	0.005	0.015	0.01	1.15	0.0782
<b>0+834.79</b>	0.028	0.01	0.01	0.015	0.01	1.15	0.08395
<b>0+800</b>	0.028	0.01	0.01	0.015	0.01	1.15	0.08395
<b>0+750</b>	0.028	0.01	0.01	0.015	0.01	1.15	0.08395
<b>0+700</b>	0.028	0.01	0.01	0.015	0.01	1.15	0.08395
<b>0+650</b>	0.028	0.01	0.01	0.02	0.01	1	0.078
<b>0+600</b>	0.028	0.01	0.01	0.02	0.01	1	0.078
<b>0+550</b>	0.028	0.01	0.01	0.02	0.01	1	0.078
<b>0+500</b>	0.028	0.01	0.01	0.02	0.01	1	0.078
<b>0+450</b>	0.028	0.01	0.01	0.02	0.01	1	0.078
<b>0+400</b>	0.024	0.01	0.01	0.015	0.01	1.15	0.07935

Est	no	n1	n2	n3	n4	n5	n
0+350	0.024	0.01	0.01	0.015	0.01	1.15	0.07935
0+300	0.024	0.01	0.01	0.015	0.01	1.15	0.07935
0+250	0.024	0.01	0.01	0.015	0.01	1.15	0.07935
0+200	0.024	0.01	0.01	0.015	0.01	1.15	0.07935
0+150	0.024	0.01	0.01	0.015	0.01	1	0.069
0+100	0.024	0.01	0.01	0.015	0.01	1	0.069
0+50	0.024	0.01	0.01	0.015	0.01	1	0.069
0+00	0.024	0.01	0.01	0.015	0.01	1	0.069

#### 5.3.4.2 Resultados de las variables hidráulicas del modelamiento

#### E. Resultados del análisis del huracán Félix = 183 m<sup>3</sup>/s

**TABLA 15.- Resultados de las variables hidráulicas del puente peatonal de la UNAN para el Huracán Félix**

Perfil: Huracán Félix				
E.G. US. (m)	668.78	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	668.34	E.G. Elev (m)	668.77	668.74
Q Total (m3/s)	183.5	W.S. Elev (m)	668.33	668.33
Q Bridge (m3/s)	183.5	Crit W.S. (m)	667.51	667.39
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.15	3.44
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.94	2.83
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	62.44	64.9
Weir Submerg		Froude # Chl	0.59	0.55
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	141.18	150.46
Min El Weir Flow (m)	670.49	Hydr Depth (m)	2.54	2.69
Min El Prs (m)	670	W.P. Total (m)	27.28	27.32
Delta EG (m)	0.05	Conv. Total (m3/s)	1759.3	2357.7
Delta WS (m)	0.03	Top Width (m)	24.57	24.17
BR Open Área (m2)	104	Frctn Loss (m)	0.02	0.01
BR Open Vel (m/s)	2.94	C & E Loss (m)	0.01	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	244.2	141.08
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	717.61	398.91

**TABLA 16.- Resultados de las variables hidráulicas del puente peatonal del mercado sur para el Huracán Félix**

Perfil: Huracán Félix				
E.G. US. (m)	665.03	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	664.8	E.G. Elev (m)	665.03	665.01
Q Total (m3/s)	183.5	W.S. Elev (m)	664.8	664.75
Q Bridge (m3/s)	183.5	Crit W.S. (m)	663.59	663.61
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.2	3.3
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.13	2.24
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	86.23	82.09
Weir Submerg		Froude # Chl	0.45	0.45
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	157.34	155.13
Min El Weir Flow (m)	668.2	Hydr Depth (m)	2.17	2.28
Min El Prs (m)	668	W.P. Total (m)	42.44	39.65
Delta EG (m)	0.04	Conv. Total (m3/s)	2399.7	2443.7
Delta WS (m)	0.08	Top Width (m)	39.82	35.98
BR Open Área (m2)	211.25	Frctn Loss (m)	0.01	0.02
BR Open Vel (m/s)	2.24	C & E Loss (m)	0	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	116.51	114.49
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	247.95	255.93

**TABLA 17.- Resultados de las variables hidráulicas del puente vehicular para el Huracán Félix**

Perfil: Huracán Félix				
E.G. US. (m)	661.48	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	661.1	E.G. Elev (m)	661.47	661.37
Q Total (m3/s)	183.5	W.S. Elev (m)	661.09	660.89
Q Bridge (m3/s)	183.5	Crit W.S. (m)	660.54	660.54
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.77	2.57
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.75	3.06
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	66.84	60.02
Weir Submerg		Froude # Chl	0.63	0.74
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	122.77	116.05
Min El Weir Flow (m)	664.92	Hydr Depth (m)	1.92	1.76

Min El Prs (m)	663.22	W.P. Total (m)	35.8	35.04
Delta EG (m)	0.18	Conv. Total (m3/s)	1717.8	1591
Delta WS (m)	0.38	Top Width (m)	34.79	34.15
BR Open Área (m2)	148.71	Frctn Loss (m)	0.1	0.05
BR Open Vel (m/s)	3.06	C & E Loss (m)	0.01	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	208.93	223.41
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	573.58	683.06

**TABLA 18.- Resultados de las variables hidráulicas del puente peatonal de la primero de mayo para el Huracán Félix**

Perfil: Huracán Félix				
E.G. US. (m)	657.64	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	657.46	E.G. Elev (m)	657.63	657.6
Q Total (m3/s)	183.5	W.S. Elev (m)	657.43	657.26
Q Bridge (m3/s)	183.5	Crit W.S. (m)	655.1	655.57
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.98	4.68
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.99	2.58
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	92.44	71.06
Weir Submerg		Froude # Chl	0.28	0.38
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	242.88	190.96
Min El Weir Flow (m)	658	Hydr Depth (m)		
Min El Prs (m)	657.2	W.P. Total (m)	54.46	47.79
Delta EG (m)	0.07	Conv. Total (m3/s)	2436	1102.9
Delta WS (m)	0.23	Top Width (m)		
BR Open Área (m2)	71.06	Frctn Loss (m)	0.02	0.03
BR Open Vel (m/s)	2.58	C & E Loss (m)	0.01	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	94.46	403.72
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	187.5	1042.5

## A. Resultados del análisis del TR25 = 219.7m<sup>3</sup>/s

**TABLA 19.- Resultados de las variables hidráulicas del puente peatonal de la UNAN para el TR25**

Perfil: TR25				
E.G. US. (m)	669.12	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	668.61	E.G. Elev (m)	669.11	669.08
Q Total (m3/s)	219.7	W.S. Elev (m)	668.59	668.59
Q Bridge (m3/s)	219.7	Crit W.S. (m)	667.75	667.65
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.41	3.71
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.18	3.08
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	69.01	71.29
Weir Submerg		Froude # Chl	0.55	0.58
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	174.96	184.52
Min El Weir Flow (m)	670.49	Hydr Depth (m)	2.77	2.92
Min El Prs (m)	670	W.P. Total (m)	28.83	27.97
Delta EG (m)	0.05	Conv. Total (m3/s)	2033.3	2714.5
Delta WS (m)	0.03	Top Width (m)	48.33	24.4
BR Open Área (m2)	104	Frctn Loss (m)	0.02	0.01
BR Open Vel (m/s)	3.18	C & E Loss (m)	0.01	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	274.09	163.71
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	872.56	504.53

**TABLA 20.- Resultados de las variables hidráulicas del puente peatonal del mercado sur para el TR25**

Perfil: TR25				
E.G. US. (m)	665.37	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	665.11	E.G. Elev (m)	665.36	665.34
Q Total (m3/s)	219.7	W.S. Elev (m)	665.11	665.06
Q Bridge (m3/s)	219.7	Crit W.S. (m)	663.83	663.8
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.5	3.6
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.23	2.35
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	98.5	93.68
Weir Submerg		Froude # Chl	0.45	0.47
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	196.01	192.62

Perfil: TR25				
Min El Weir Flow (m)	668.2	Hydr Depth (m)	2.47	2.35
Min El Prs (m)	668	W.P. Total (m)	42.85	43.79
Delta EG (m)	0.04	Conv. Total (m3/s)	2974.8	2774.3
Delta WS (m)	0.08	Top Width (m)	39.94	39.94
BR Open Área (m2)	211.25	Frctn Loss (m)	0.01	0.02
BR Open Vel (m/s)	2.35	C & E Loss (m)	0	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	122.97	131.58
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	274.27	308.57

**TABLA 216 .- Resultados de las variables hidráulicas del puente vehicular para el TR25**

Perfil: TR25				
E.G. US. (m)	661.77	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	661.35	E.G. Elev (m)	661.76	661.66
Q Total (m3/s)	219.7	W.S. Elev (m)	661.33	661.13
Q Bridge (m3/s)	219.7	Crit W.S. (m)	660.74	660.74
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.01	2.81
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.92	3.21
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	75.35	68.52
Weir Submerg		Froude # Chl	0.64	0.73
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	153.91	146.48
Min El Weir Flow (m)	664.92	Hydr Depth (m)	2.12	1.96
Min El Prs (m)	663.22	W.P. Total (m)	36.72	35.98
Delta EG (m)	0.17	Conv. Total (m3/s)	2062.3	1949.2
Delta WS (m)	0.35	Top Width (m)	35.57	34.95
BR Open Área (m2)	148.71	Frctn Loss (m)	0.09	0.05
BR Open Vel (m/s)	3.21	C & E Loss (m)	0.01	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	228.36	237.22
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	665.81	760.67

**TABLA 22.- Resultados de las variables hidráulicas del puente peatonal de la primero de mayo para el TR25**

Perfil: TR25				
E.G. US. (m)	658.07	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	657.86	E.G. Elev (m)	658.06	658.01
Q Total (m3/s)	219.7	W.S. Elev (m)	657.77	657.52
Q Bridge (m3/s)	219.7	Crit W.S. (m)	655.33	655.87
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	5.32	4.94
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.38	3.09
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	92.44	71.06
Weir Submerg		Froude # Chl	0.33	0.44
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	290.29	230.54
Min El Weir Flow (m)	658	Hydr Depth (m)		
Min El Prs (m)	657.2	W.P. Total (m)	54.46	47.79
Delta EG (m)	0.13	Conv. Total (m3/s)	2436	1102.9
Delta WS (m)	0.31	Top Width (m)		
BR Open Área (m2)	71.06	Frctn Loss (m)	0.03	0.03
BR Open Vel (m/s)	3.09	C & E Loss (m)	0.02	0.03
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	135.4	578.72
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	321.8	1789.19

## B. Resultados del análisis del TR50 = 261.5m<sup>3</sup>/s

**TABLA 23.- Resultados de las variables hidráulicas del puente peatonal de la UNAN para el TR50**

Perfil: TR50				
E.G. US. (m)	669.49	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	668.9	E.G. Elev (m)	669.48	669.44
Q Total (m3/s)	262.1	W.S. Elev (m)	668.87	668.87
Q Bridge (m3/s)	262.09	Crit W.S. (m)	668.03	667.91
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.69	3.98
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.46	3.36
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	75.85	78.04
Weir Submerg		Froude # Chl	0.58	0.54
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	215.99	225.72
Min El Weir Flow (m)	670.49	Hydr Depth (m)	3.05	3.13



Perfil: TR50				
Min El Prs (m)	670	W.P. Total (m)	30.2	29.48
Delta EG (m)	0.06	Conv. Total (m3/s)	2329	3074.6
Delta WS (m)	0.04	Top Width (m)	54.55	44.33
BR Open Área (m2)	104	Frctn Loss (m)	0.02	0.01
BR Open Vel (m/s)	3.46	C & E Loss (m)	0.01	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	311.93	188.66
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	1077.9	633.62

**TABLA 24.- Resultados de las variables hidráulicas del puente peatonal del mercado sur para el TR50**

Perfil: TR50				
E.G. US. (m)	665.67	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	665.37	E.G. Elev (m)	665.66	665.65
Q Total (m3/s)	262.1	W.S. Elev (m)	665.37	665.31
Q Bridge (m3/s)	262.1	Crit W.S. (m)	664.09	664.03
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.76	3.85
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.41	2.52
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	108.93	103.97
Weir Submerg		Froude # Chl	0.46	0.49
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	237.55	233.12
Min El Weir Flow (m)	668.2	Hydr Depth (m)	2.73	2.6
Min El Prs (m)	668	W.P. Total (m)	43.11	44.05
Delta EG (m)	0.04	Conv. Total (m3/s)	3503.1	3252.4
Delta WS (m)	0.09	Top Width (m)	39.94	39.94
BR Open Área (m2)	211.25	Frctn Loss (m)	0.01	0.02
BR Open Vel (m/s)	2.52	C & E Loss (m)	0	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	138.72	150.33
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	333.77	378.96

**TABLA 25.- Resultados de las variables hidráulicas del puente vehicular para el TR50**

Perfil: TR50				
E.G. US. (m)	662.09	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	661.62	E.G. Elev (m)	662.08	661.98
Q Total (m3/s)	262.1	W.S. Elev (m)	661.6	661.41
Q Bridge (m3/s)	262.1	Crit W.S. (m)	660.96	660.96
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.28	3.09
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.08	3.35
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	85.06	78.31
Weir Submerg		Froude # Chl	0.64	0.72

Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	192.57	184.41
Min El Weir Flow (m)	664.92	Hydr Depth (m)	2.33	2.19
Min El Prs (m)	663.22	W.P. Total (m)	37.75	37.04
Delta EG (m)	0.16	Conv. Total (m3/s)	2477.8	2389
Delta WS (m)	0.33	Top Width (m)	36.44	35.84
BR Open Área (m2)	148.71	Frctn Loss (m)	0.09	0.04
BR Open Vel (m/s)	3.35	C & E Loss (m)	0.01	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	247.23	249.56
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	761.78	835.24

**TABLA 26.- Resultados de las variables hidráulicas del puente peatonal de la primero de mayo para el TR50**

Perfil: TR50				
E.G. US. (m)	658.55	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	658.31	E.G. Elev (m)	658.53	658.46
Q Total (m3/s)	262.1	W.S. Elev (m)	658.12	657.76
Q Bridge (m3/s)	261.89	Crit W.S. (m)	655.6	656.21
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	5.67	5.19
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.82	3.69
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	92.9	71.07
Weir Submerg		Froude # Chl	0.38	0.52
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	345.41	277.27
Min El Weir Flow (m)	658	Hydr Depth (m)	26.45	
Min El Prs (m)	657.2	W.P. Total (m)	58.51	48.41
Delta EG (m)	0.2	Conv. Total (m3/s)	2438	1102.9
Delta WS (m)	0.43	Top Width (m)	3.51	0.56
BR Open Área (m2)	71.06	Frctn Loss (m)	0.05	0.04
BR Open Vel (m/s)	3.69	C & E Loss (m)	0.03	0.07
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	179.95	813.16
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	507.68	2998.77

### C. Resultados del análisis del TR100 = 304.5m<sup>3</sup>/s

**TABLA 27.- Resultados de las variables hidráulicas del puente peatonal de la UNAN para el TR100**

Perfil: TR100				
E.G. US. (m)	669.84	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	669.15	E.G. Elev (m)	669.82	669.78
Q Total (m3/s)	304.5	W.S. Elev (m)	669.11	669.11

Q Bridge (m3/s)	304.49	Crit W.S. (m)	668.29	668.17
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.93	4.22
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.72	3.62
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	81.96	84.16
Weir Submerg		Froude # Chl	0.6	0.56
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	258.5	268.3
Min El Weir Flow (m)	670.49	Hydr Depth (m)	3.29	3.38
Min El Prs (m)	670	W.P. Total (m)	31.43	30.71
Delta EG (m)	0.07	Conv. Total (m3/s)	2601.4	3424.9
Delta WS (m)	0.05	Top Width (m)	54.55	54.55
BR Open Área (m2)	104	Frctn Loss (m)	0.03	0.01
BR Open Vel (m/s)	3.72	C & E Loss (m)	0.01	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	350.42	212.44
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	1301.88	768.67

**TABLA 28.- Resultados de las variables hidráulicas del puente peatonal del mercado sur para el TR100**

Perfil: TR100				
E.G. US. (m)	665.95	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	665.61	E.G. Elev (m)	665.94	665.93
Q Total (m3/s)	304.5	W.S. Elev (m)	665.6	665.55
Q Bridge (m3/s)	304.5	Crit W.S. (m)	664.35	664.25
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4	4.09
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.57	2.69
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	118.31	113.23
Weir Submerg		Froude # Chl	0.47	0.5
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	279.96	274.58
Min El Weir Flow (m)	668.2	Hydr Depth (m)	2.96	2.84
Min El Prs (m)	668	W.P. Total (m)	43.34	44.28
Delta EG (m)	0.05	Conv. Total (m3/s)	4007.2	3709.4
Delta WS (m)	0.09	Top Width (m)	39.94	39.94
BR Open Área (m2)	211.25	Frctn Loss (m)	0.01	0.02
BR Open Vel (m/s)	2.69	C & E Loss (m)	0	0
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	154.55	168.99
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	397.79	454.45

**TABLA 29.- Resultados de las variables hidráulicas del puente vehicular para el TR100**

Perfil: TR100				
E.G. US. (m)	662.39	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	661.87	E.G. Elev (m)	662.38	662.29
Q Total (m3/s)	304.5	W.S. Elev (m)	661.86	661.68

Q Bridge (m3/s)	304.5	Crit W.S. (m)	661.15	661.15
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.54	3.36
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.22	3.46
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	94.53	87.91
Weir Submerg		Froude # Chl	0.65	0.71
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	233.3	224.5
Min El Weir Flow (m)	664.92	Hydr Depth (m)	2.54	2.4
Min El Prs (m)	663.22	W.P. Total (m)	38.73	38.05
Delta EG (m)	0.16	Conv. Total (m3/s)	2904.4	2845.3
Delta WS (m)	0.3	Top Width (m)	37.28	36.7
BR Open Área (m2)	148.71	Frctn Loss (m)	0.09	0.04
BR Open Vel (m/s)	3.46	C & E Loss (m)	0.01	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	263.07	259.5
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	847.37	898.81

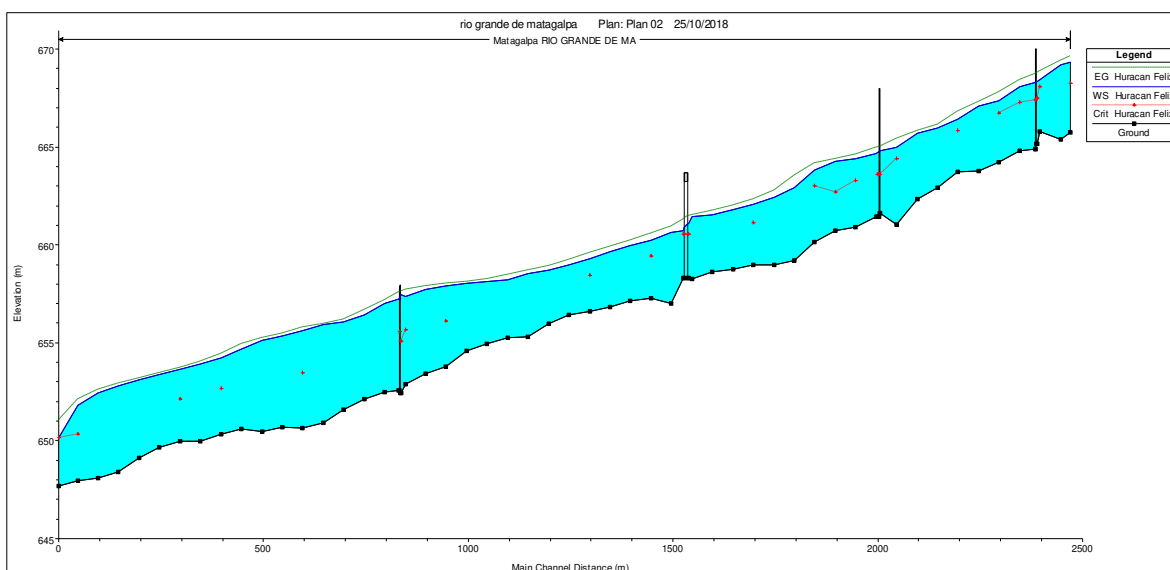
**TABLA 30.- Resultados de las variables hidráulicas del puente peatonal de la primero de mayo para el TR100**

Perfil: TR100				
E.G. US. (m)	659.05	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	658.78	E.G. Elev (m)	659.02	658.9
Q Total (m3/s)	304.5	W.S. Elev (m)	658.51	657.96
Q Bridge (m3/s)	300.99	Crit W.S. (m)	655.84	656.52
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	6.06	5.39
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.14	4.26
Weir Sta Rgt (m)		Flow Área (m2)	97	71.44
Weir Submerg		Froude # Chl	0.41	0.59
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	404.38	325.82
Min El Weir Flow (m)	658	Hydr Depth (m)	3.52	25.76
Min El Prs (m)	657.2	W.P. Total (m)	83.85	51.22
Delta EG (m)	0.32	Conv. Total (m3/s)	2021.1	1103.9
Delta WS (m)	0.58	Top Width (m)	27.52	2.77
BR Open Área (m2)	71.06	Frctn Loss (m)	0.08	0.04
BR Open Vel (m/s)	4.24	C & E Loss (m)	0.04	0.12
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	257.5	1040.65
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	808.32	4435.76

### 5.3.5 BORDE LIBRE

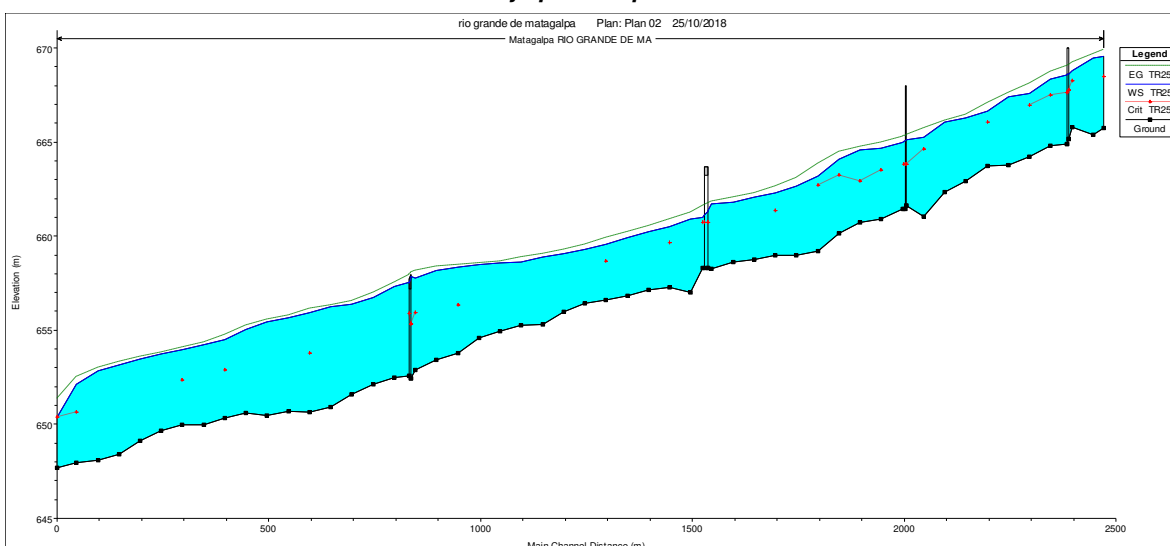
Para evitar daños a la súper estructura provocados por el arrastre de material solido por la corriente el borde libre se valorará de 2 m. A continuación, se presentan los perfiles de flujo obtenidos en el modelamiento en HEC-RAS

**GRAFICA 19.- Perfil del flujo para el caudal para el huracán Félix**



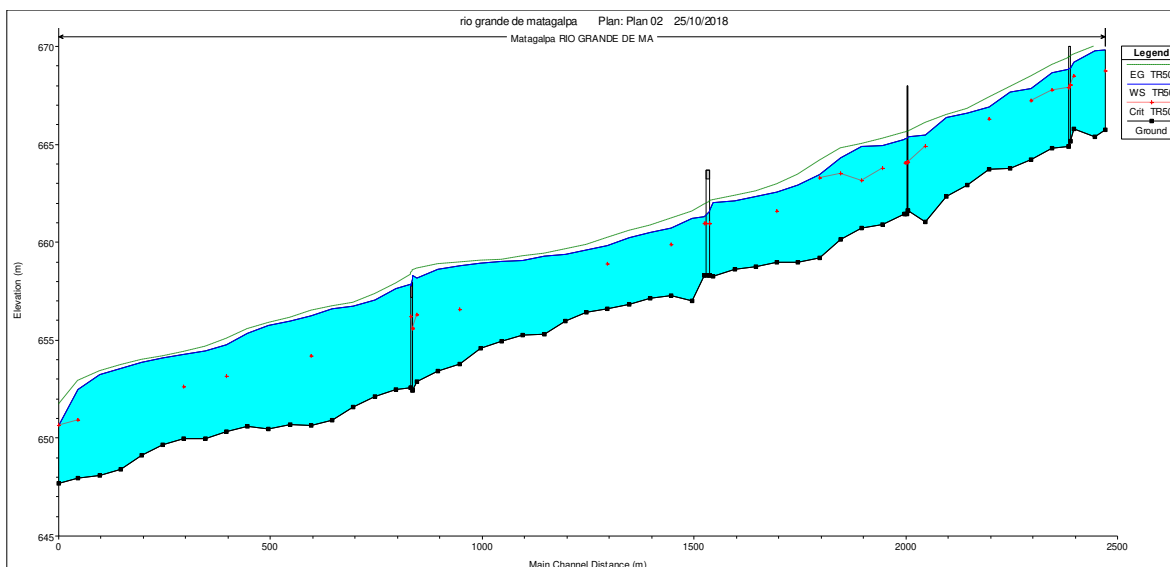
En el gráfico anterior se puede observar que los puentes, la UNAN, del mercado sur y el vehicular trabaja con un flujo bajo es decir como un canal y es tipo “A” en cambio el puente de la primero de mayo trabaja como un orificio.

**GRAFICA 20.- Perfil del flujo para un período de retorno de 25 años.**



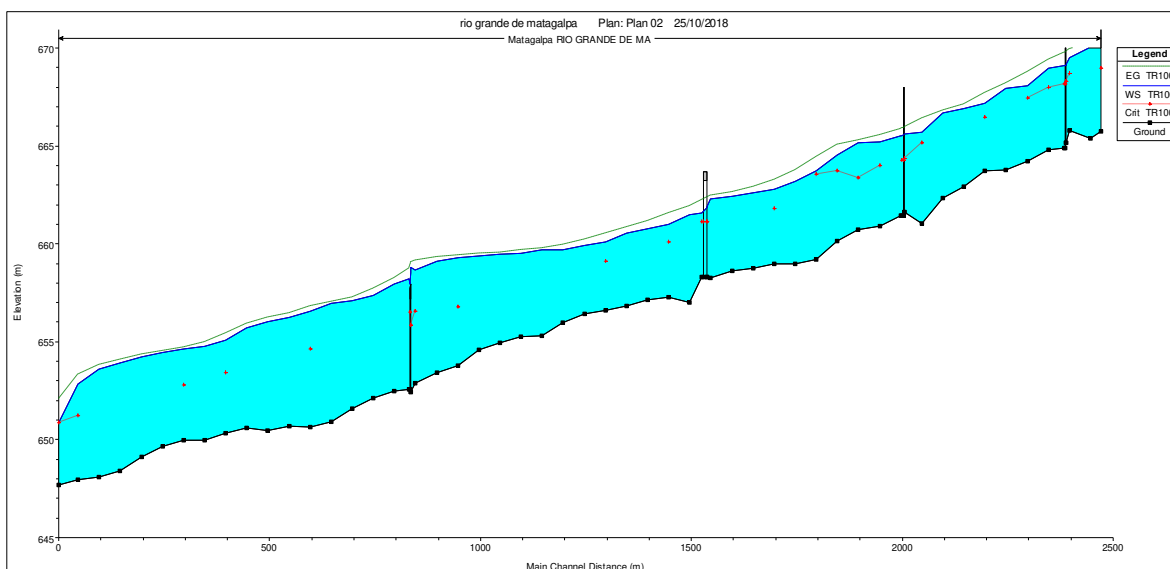
En el gráfico anterior se puede observar que los puentes la UNAN, del mercado sur y el vehicular trabaja con un flujo bajo es decir como un canal y es tipo “A” en cambio el puente de la primero de mayo trabaja como un orificio

**GRAFICA 21.- Perfil del flujo para un período de retorno de 50 años.**



En el gráfico anterior se puede observar que los puentes la UNAN, del mercado sur y el vehicular trabaja con un flujo bajo es decir como un canal y es tipo “A” en cambio el puente de la primero de mayo trabaja como un orificio

**GRAFICA 22.- Perfil del flujo para un período de retorno de 100 años.**



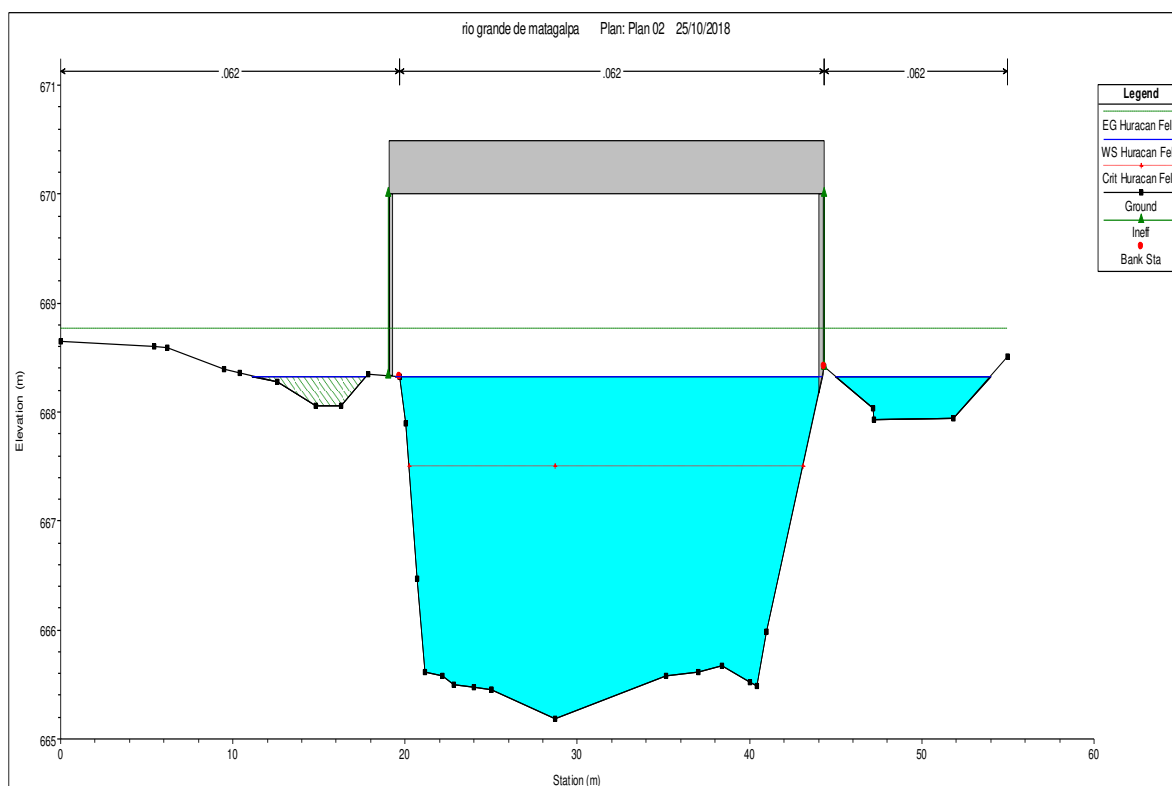
En el gráfico anterior se puede observar que los puentes la UNAN, del mercado sur y el vehicular trabaja con un flujo bajo es decir como un canal y es tipo “A” en cambio el puente de la primero de mayo trabaja como un vertedero.

### 5.3.6 CAPACIDAD DEL PUENTE

La capacidad del puente según los caudales del huracán Félix, mínimo, de diseño y máximo se presenta a continuación.

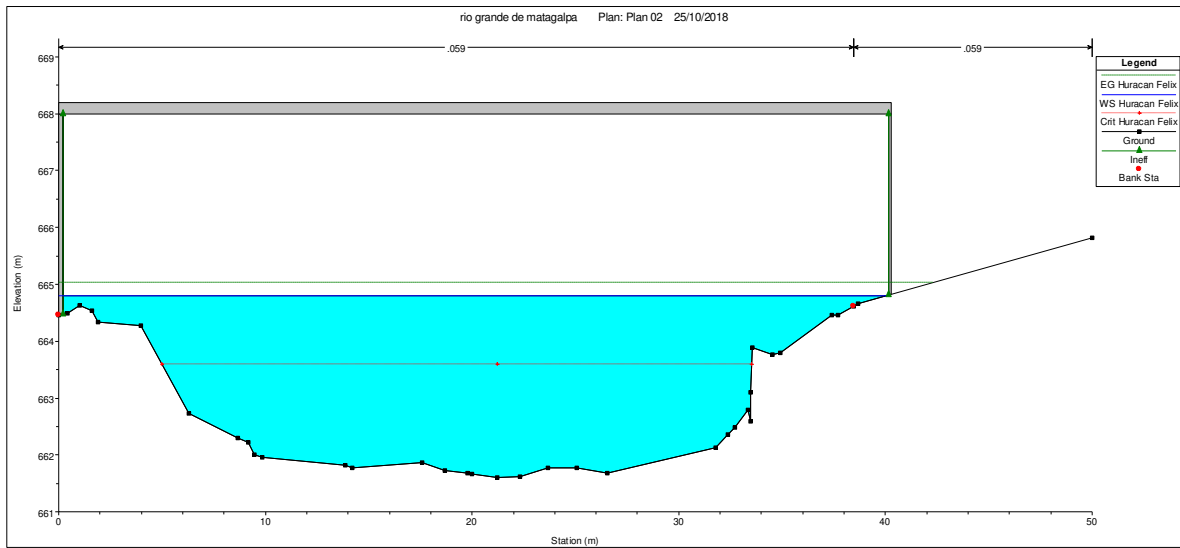
#### 5.3.6.1 Huracán Félix

**GRAFICA 23.- Sección de entrada del puente de la UNAN para el huracán Félix**



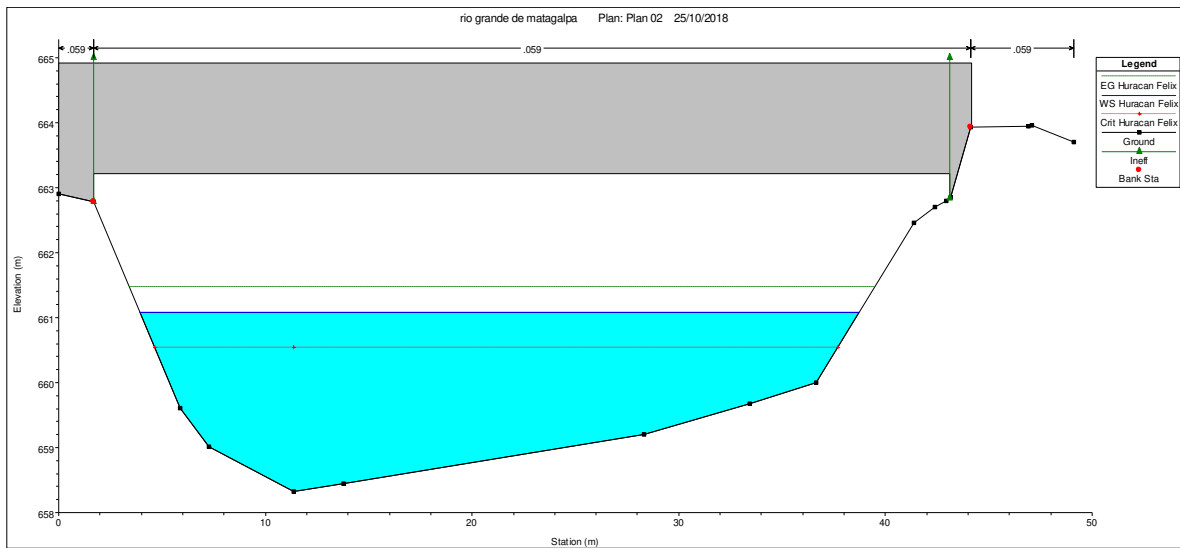
El nivel del agua alcanza una altura de 3.15 m, teniendo así un borde libre de 1.67 m con el caudal de 183.5 m<sup>3</sup>/s.

**GRAFICA 24.- Sección de entrada del puente del mercado sur para el huracán Félix**



El nivel del agua alcanza una altura de 3.20 m, teniendo así un borde libre de 3.2 m con el caudal de  $183.5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

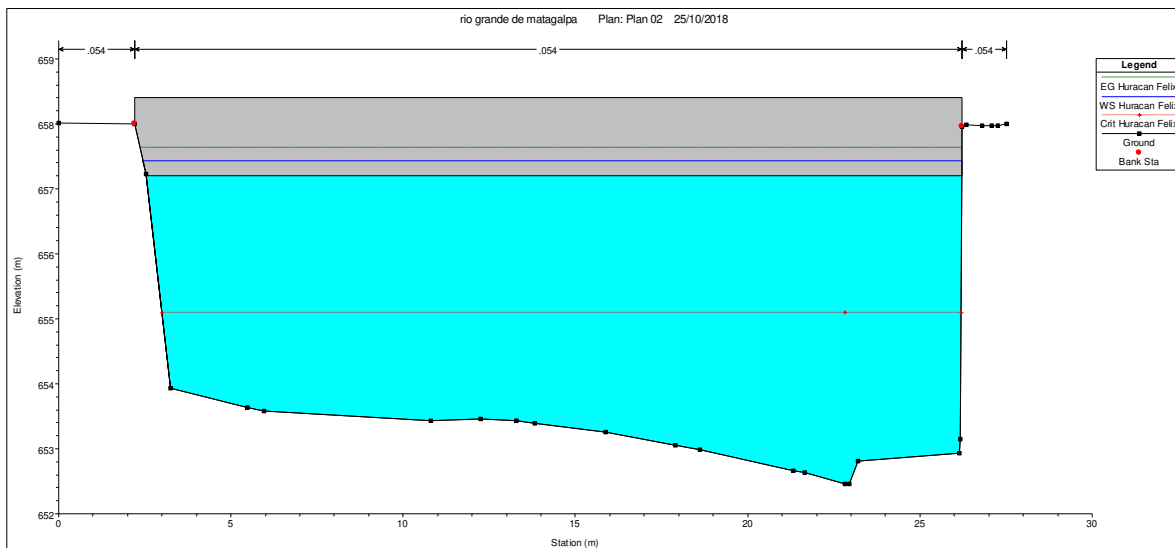
**GRAFICA 25.- Sección de entrada del puente del puente vehicular para el huracán Félix**



El nivel del agua alcanza una altura de 2.77 m, teniendo así un borde libre de 2.13 m con el caudal de  $183.5 \text{ m}^3/\text{s}$ .



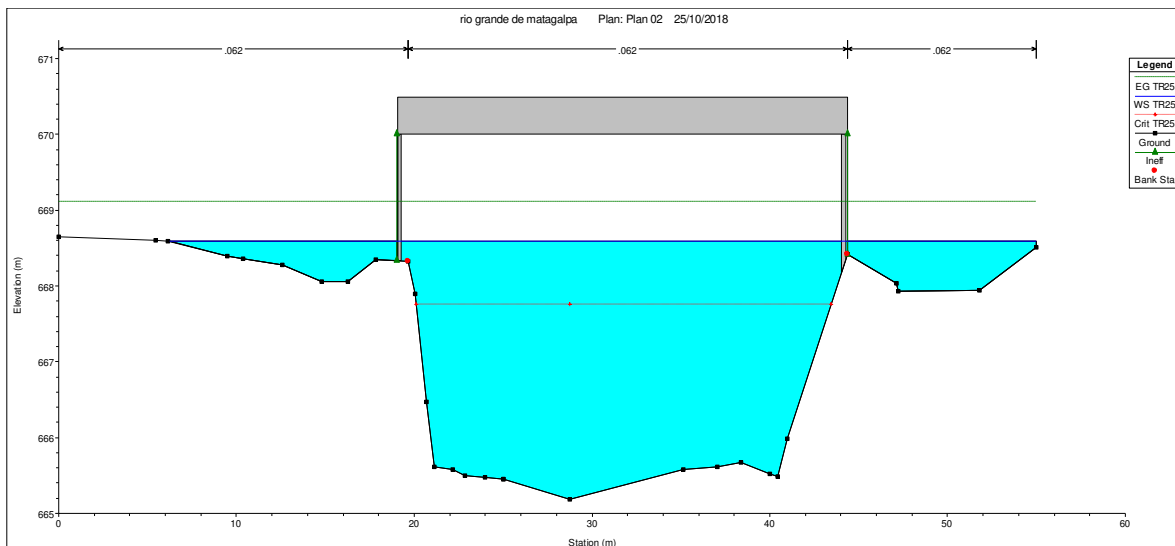
**GRAFICA 26.- Sección de entrada del puente de la primero de mayo para el huracán Félix**



El nivel del agua alcanza una altura de 4.98 m, en este no se tiene borde libre ya que la altura de la superficie del agua excede 0.2 m el nivel de la cuerda inferior del puente con el caudal de 183.5 m<sup>3</sup>/s.

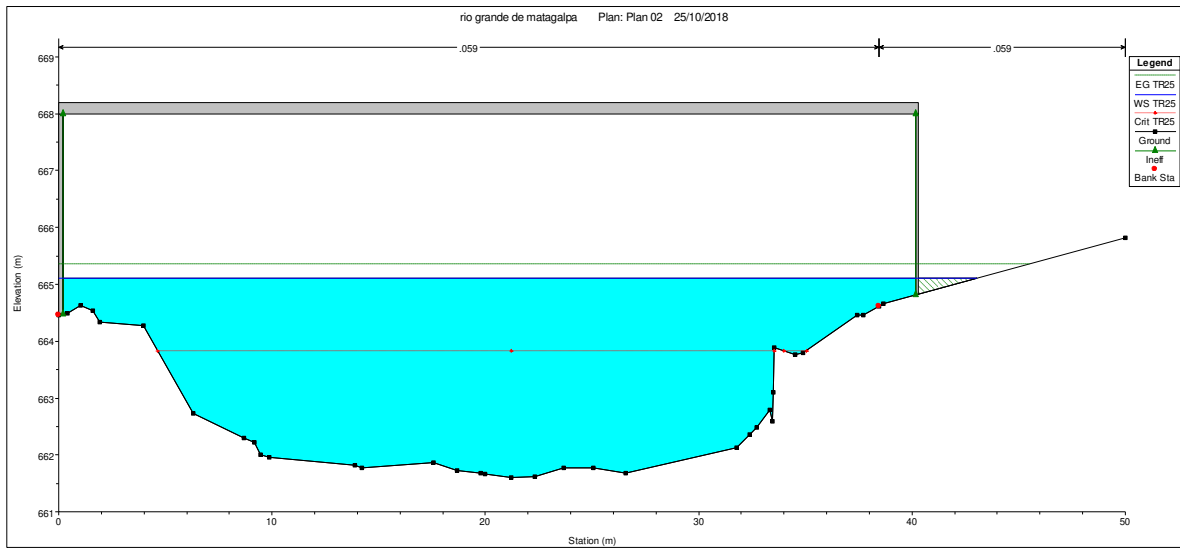
### 5.3.6.2 Caudal mínimo

**GRAFICA 27.- Sección de entrada del puente de la UNAN para el caudal mínimo**



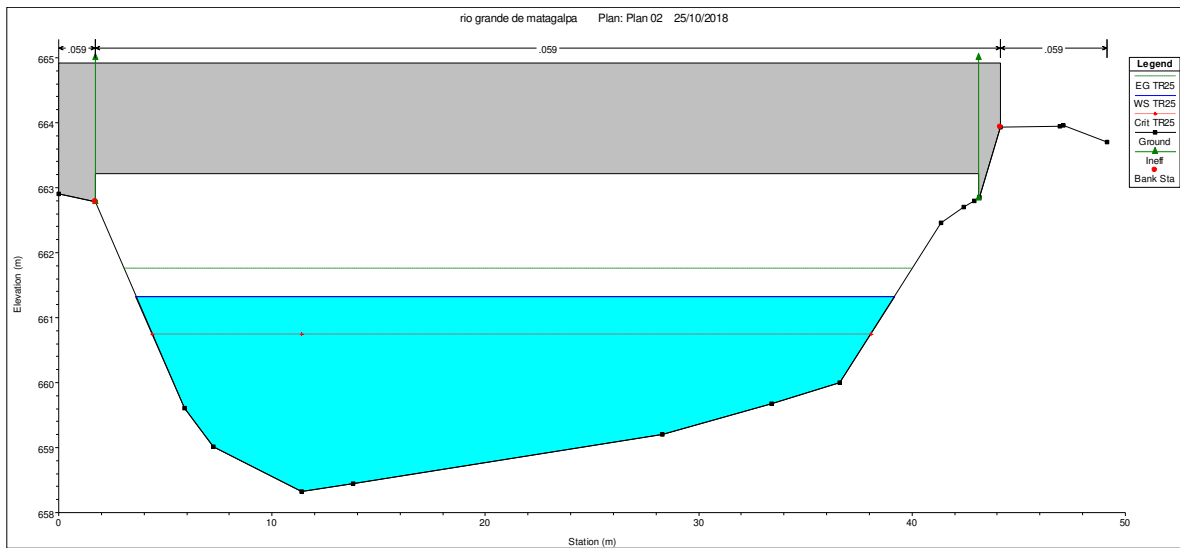
El nivel del agua alcanza una altura de 3.41 m, teniendo así un borde libre de 1.41 m con el caudal de 219.7 m<sup>3</sup>/s.

**GRAFICA 28.- Sección de entrada del puente del mercado sur para el caudal mínimo**



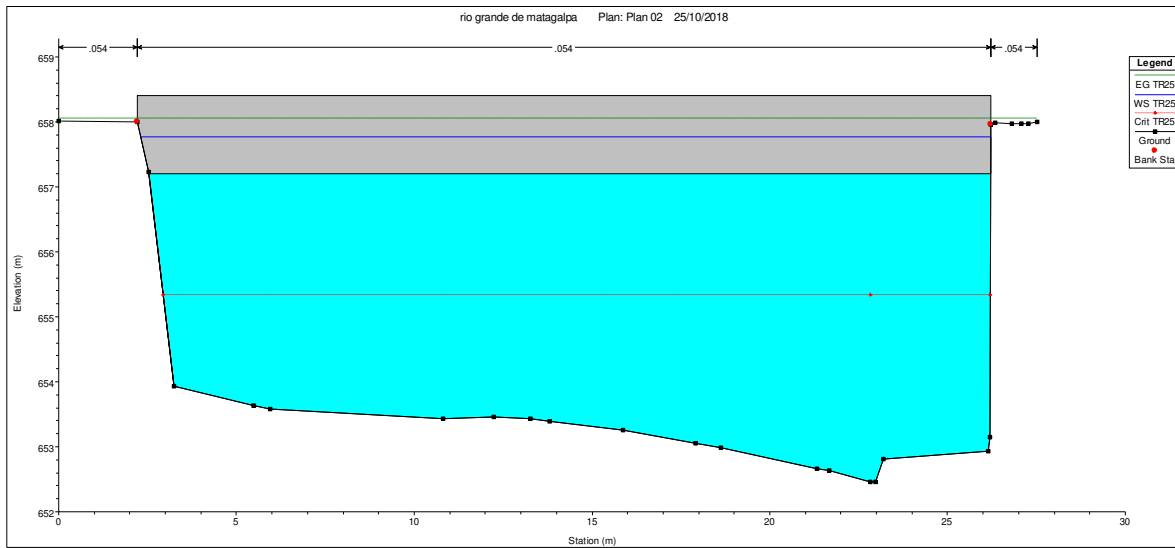
El nivel del agua alcanza una altura de 3.5 m, teniendo así un borde libre de 2.9 m con el caudal de 219.7 m<sup>3</sup>/s.

**GRAFICA 29.- Sección de entrada del puente del puente vehicular para el caudal mínimo**



El nivel del agua alcanza una altura de 3.01 m, teniendo así un borde libre de 1.89 m con el caudal de 219.7 m<sup>3</sup>/s.

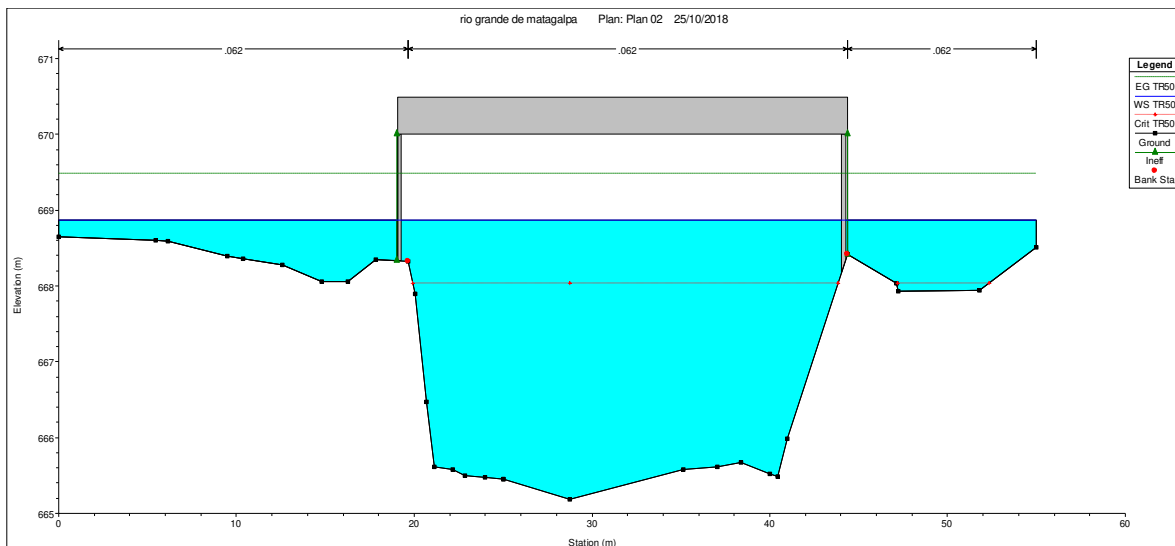
**GRAFICA 30.- Sección de entrada del puente de la primero de mayo para el caudal mínimo**



El nivel del agua alcanza una altura de 5.32 m, en este no se tiene borde libre ya que la altura de la superficie del agua excede 0.54 m el nivel de la cuerda inferior del puente con el caudal de 219.7 m<sup>3</sup>/s.

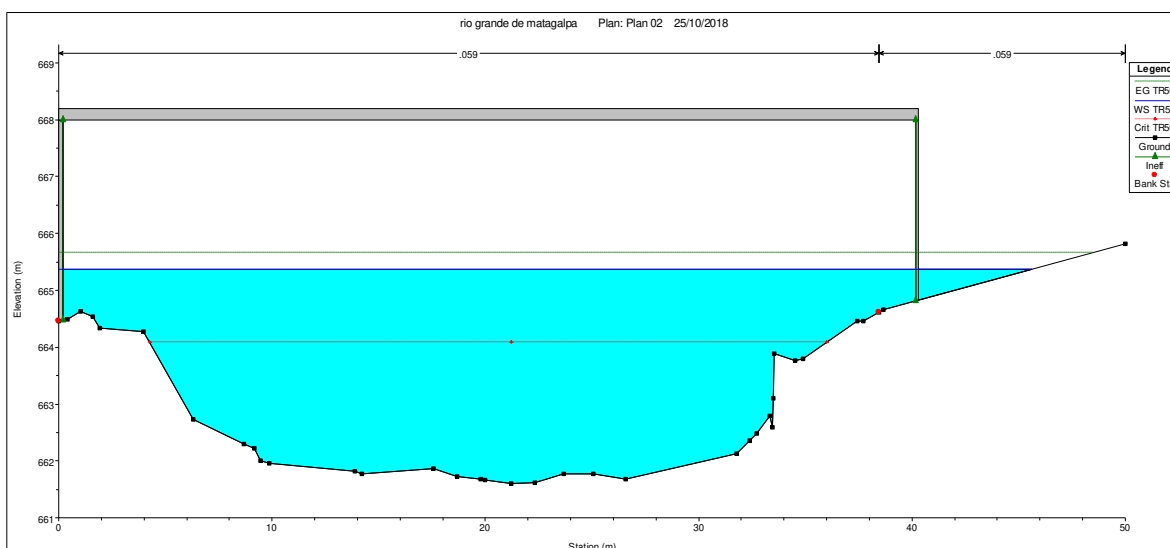
### 5.3.6.3 Caudal de diseño

**GRAFICA 31.- Sección de entrada del puente de la UNAN para el caudal de diseño**



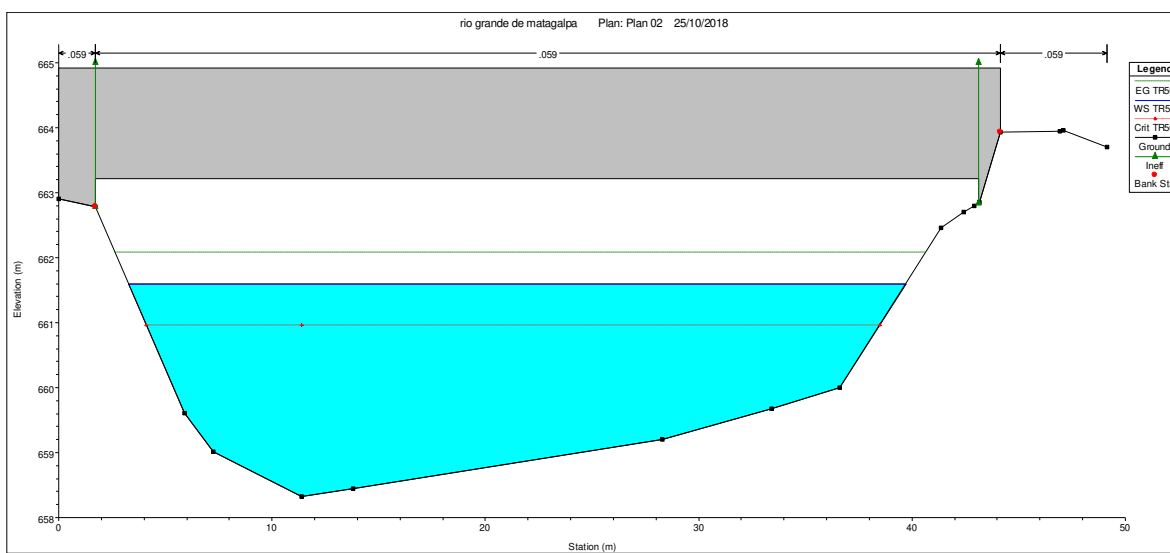
El nivel del agua alcanza una altura de 3.69 m, teniendo así un borde libre de 1.13 m con el caudal de 262.1 m<sup>3</sup>/s..

**GRAFICA 32.- Sección de entrada del puente del mercado sur para el caudal de diseño**



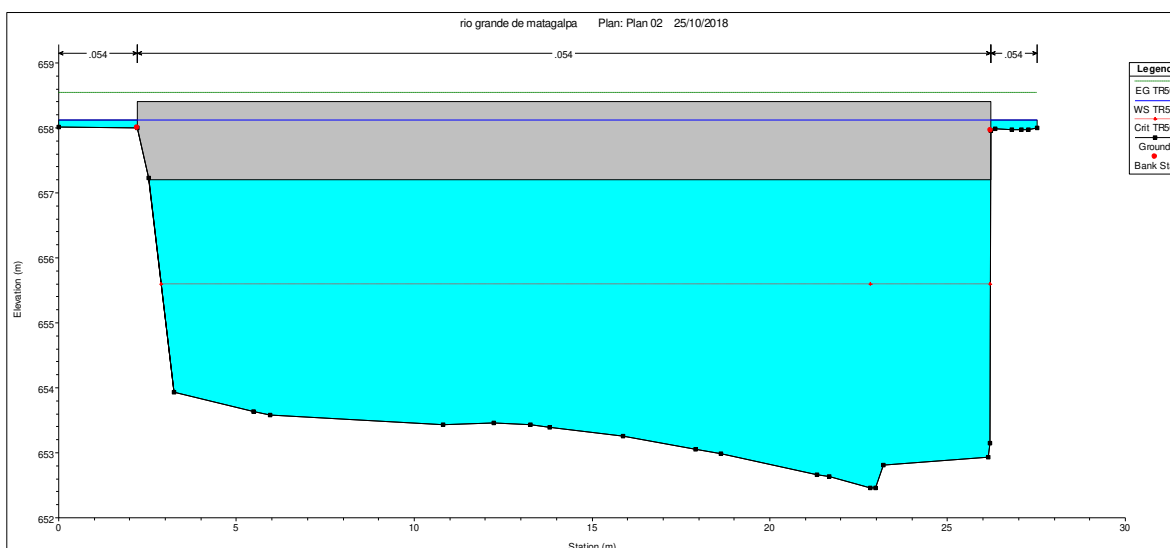
El nivel del agua alcanza una altura de 3.76 m, teniendo así un borde libre de 2.64 m con el caudal de 262.1 m<sup>3</sup>/s.

**GRAFICA 33.- Sección de entrada del puente del puente vehicular para el caudal de diseño**



El nivel del agua alcanza una altura de 3.28 m, teniendo así un borde libre de 1.62 m con el caudal de 262.1 m<sup>3</sup>/s.

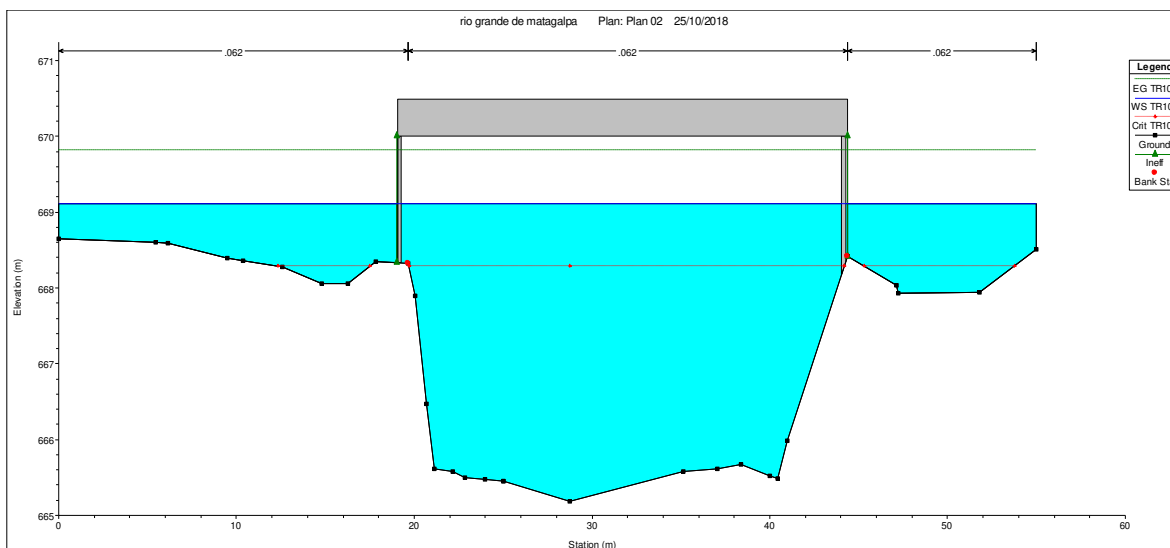
**GRAFICA 34.- Sección de entrada del puente de la primero de mayo para el caudal diseño**



El nivel del agua alcanza una altura de 5.67 m, en este no se tiene borde libre ya que la altura de la superficie del agua excede 0.89 m el nivel de la cuerda inferior del puente con el caudal de 262.1 m<sup>3</sup>/s.

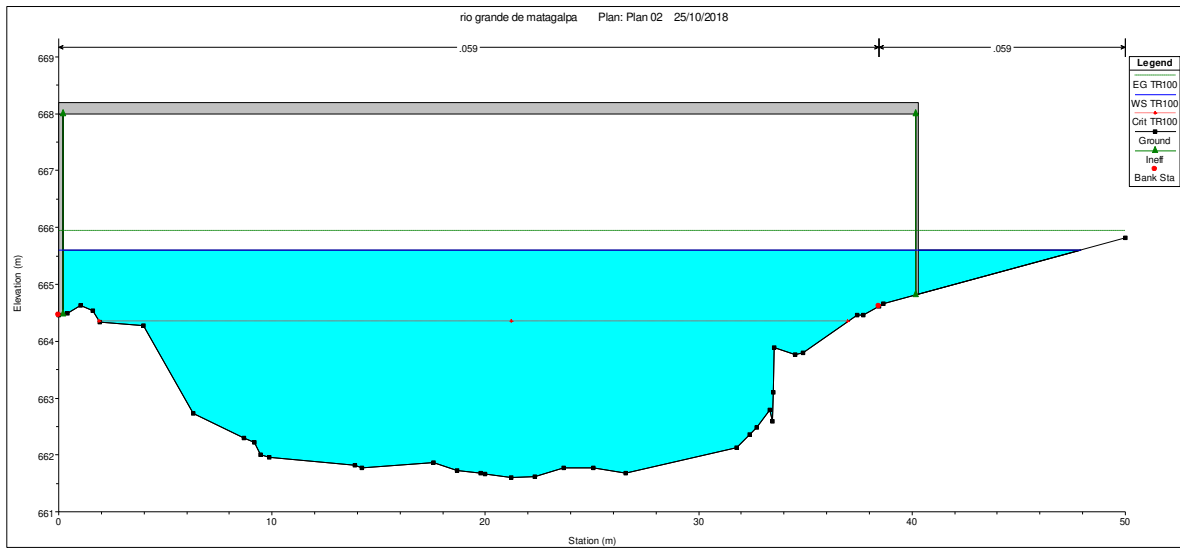
#### 5.3.6.4 Caudal máximo

**GRAFICA 35.- Sección de entrada del puente de la UNAN para el caudal máximo**



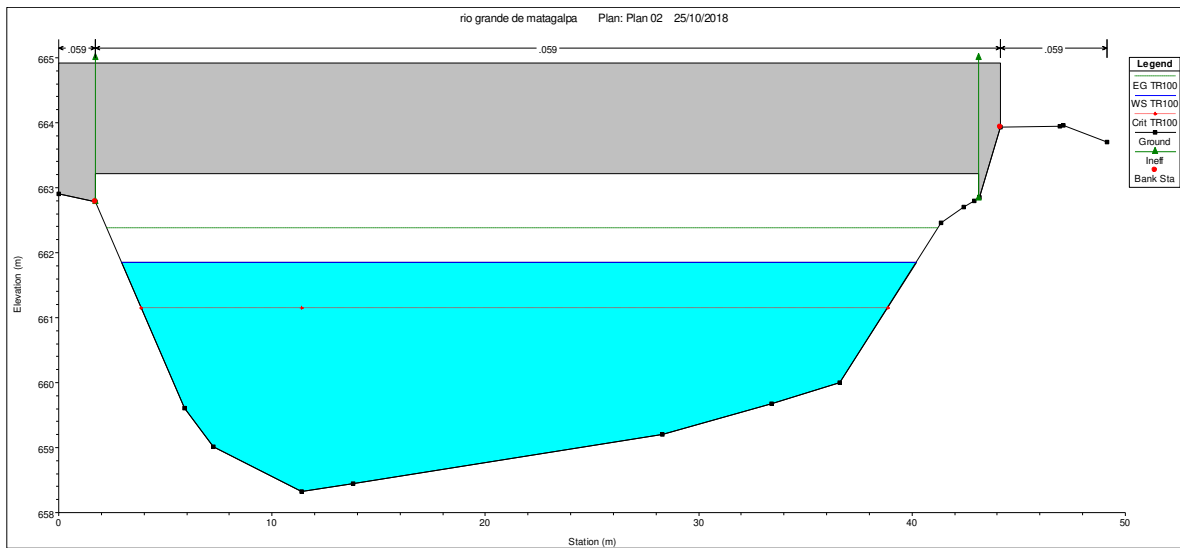
El nivel del agua alcanza una altura de 3.93 m, teniendo así un borde libre de 0.89 m con el caudal de 304.5 m<sup>3</sup>/s.

**GRAFICA 36.- Sección de entrada del puente del mercado sur para el caudal máximo**



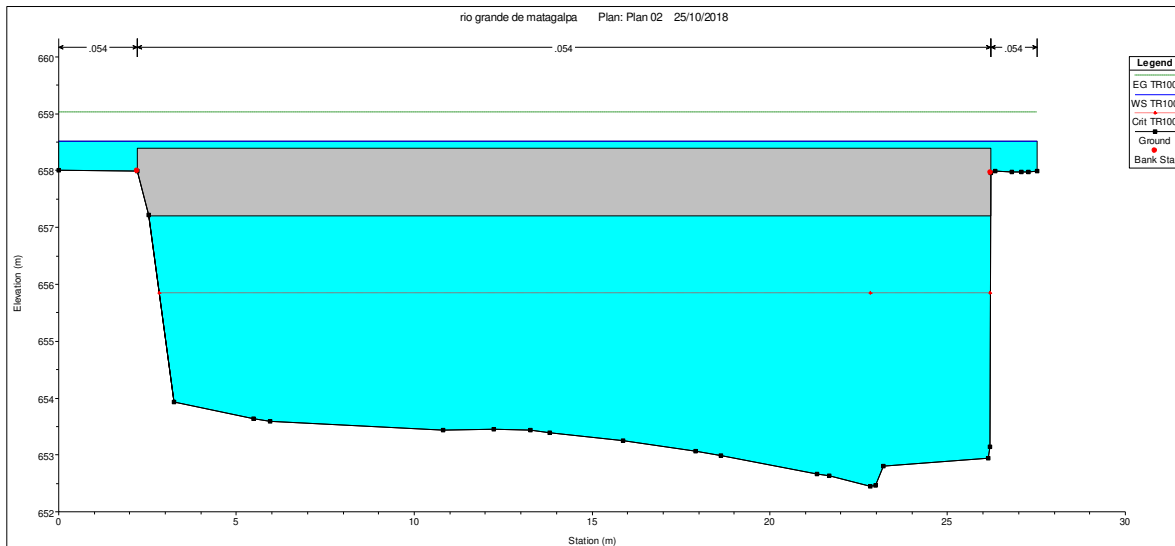
El nivel del agua alcanza una altura de 4 m, teniendo así un borde libre de 2.4 m con el caudal de 304.5 m<sup>3</sup>/s.

**GRAFICA 37.- Sección de entrada del puente del puente vehicular para el caudal máximo**



El nivel del agua alcanza una altura de 3.54 m, teniendo así un borde libre de 1.36 m con el caudal de 304.5 m<sup>3</sup>/s.

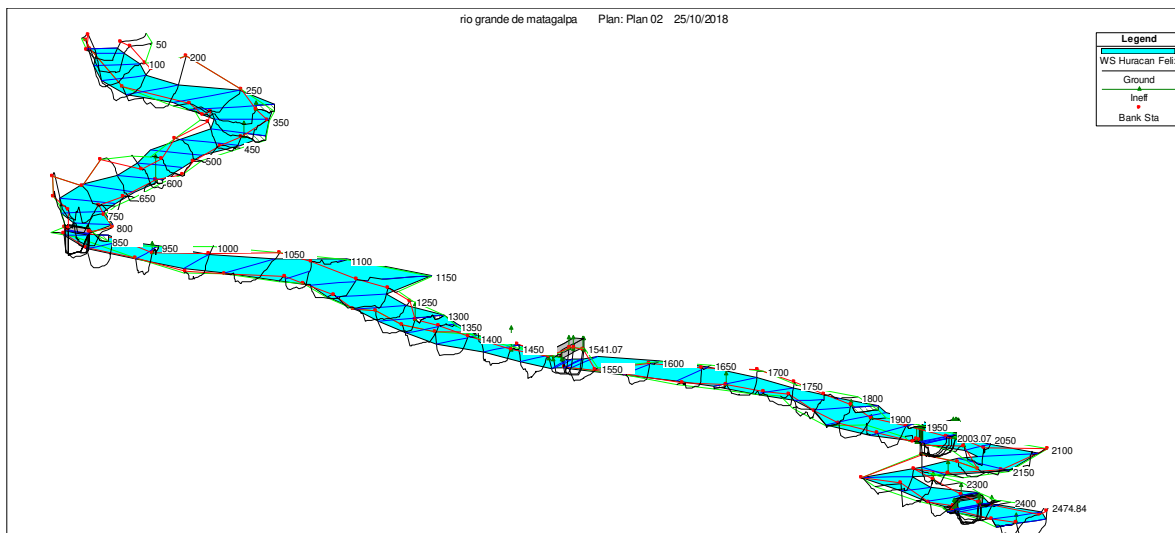
**GRAFICA 38.- Sección de entrada del puente de la primero de mayo para el caudal máximo**



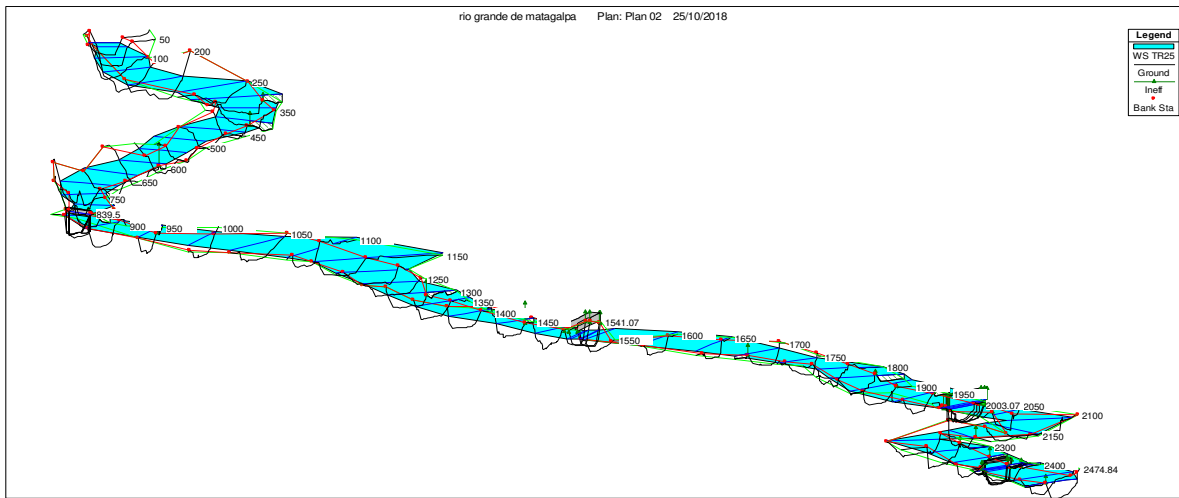
El nivel del agua alcanza una altura de 6.06 m, en este no se tiene borde libre ya que la altura de la superficie del agua excede 0.11 m el nivel de la cuerda superior del puente con el caudal de 304.5 m<sup>3</sup>/s.

### 5.3.7 VISTA EN 3D DEL CAUCE EN HEC-RAS

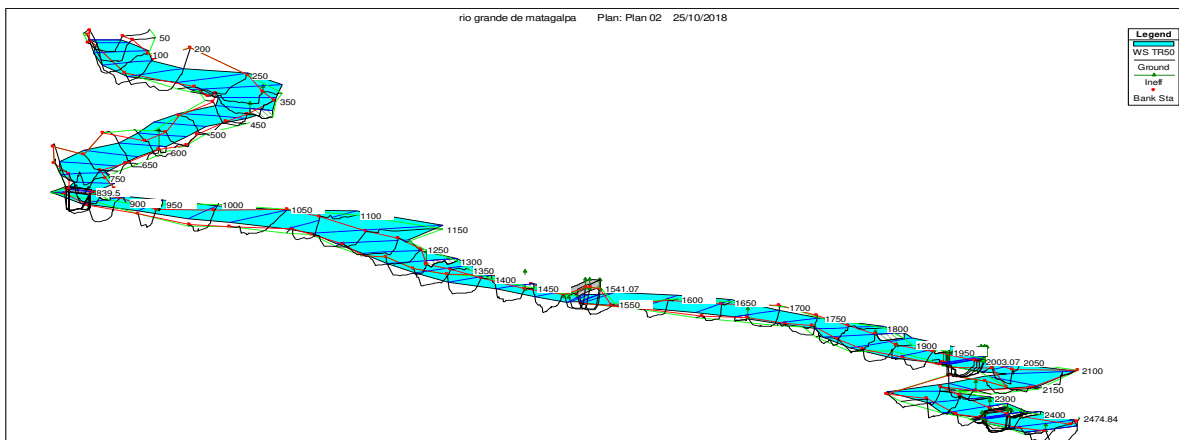
**GRAFICA 39.- Vista 3D del cauce en HEC-RAS para el Huracán Félix**



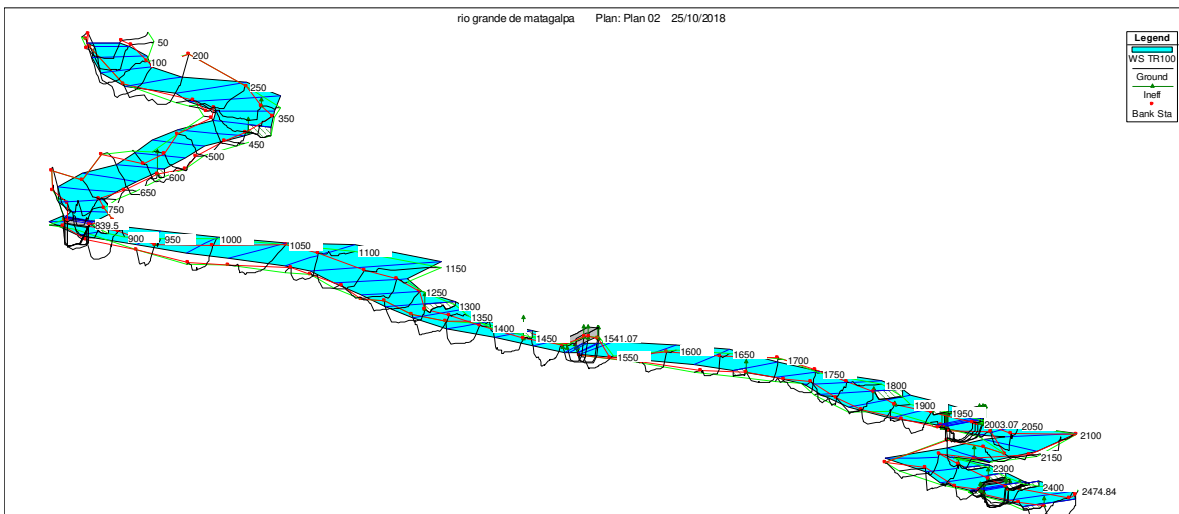
**GRAFICA 40.- Vista 3D del cauce en HEC-RAS para el período de retorno de 25 años**



**GRAFICA 41.- Vista 3D del cauce en HEC-RAS para el período de retorno de 50 años**



**GRAFICA 42.- Vista 3D del cauce en HEC-RAS para el período de retorno de 100 años**







### 5.3.8 RESULTADOS HIDRÁULICOS EN LAS SECCIONES TRANSVERSALES DEL RÍO

#### 5.3.8.1 Huracán Félix

Reac h	River Sta	Profile	Q Total (m3/s )	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	2474.8 4	Huracan Felix	183.5	665.76	669.33	668.25	669.63	0.00702 3	2.58	2.43	75.48	44.65	0.48
RGM	2450	Huracan Felix	183.5	665.4	669.21		669.42	0.00719 8	1.9	2.06	89.44	48.18	0.48
RGM	2400	Huracan Felix	183.5	665.79	668.43	668.06	668.87	0.01697 9	1.68	2.94	62.47	43.52	0.72
RGM	2393.0 1	Huracan Felix	183.5	665.18	668.34	667.51	668.78	0.01071	2.56	2.92	62.88	42.21	0.58
RGM	2390		Bridge										
RGM	2387.8 7	Huracan Felix	183.5	664.89	668.32	667.39	668.73	0.00615 5	2.67	2.84	64.58	32.16	0.56
RGM	2350	Huracan Felix	183.5	664.79	668.07	667.25	668.41	0.01016 6	2.17	2.6	71.1	53.74	0.56
RGM	2300	Huracan Felix	183.5	664.21	667.34	666.73	667.81	0.01398 2	2.25	3.02	60.75	27.03	0.64
RGM	2250	Huracan Felix	183.5	663.77	667.11		667.31	0.00561 3	2.23	1.98	92.74	41.58	0.42
RGM	2200	Huracan Felix	183.5	663.71	666.42	665.83	666.81	0.01995 2	2	2.78	66.11	33.1	0.63
RGM	2150	Huracan Felix	183.5	662.92	665.95		666.13	0.00838 8	1.91	1.9	97.36	60	0.44
RGM	2100	Huracan Felix	183.5	662.33	665.72		665.82	0.00421 8	2.67	1.4	131.4	49.25	0.27
RGM	2050	Huracan Felix	183.5	661.03	664.97	664.38	665.44	0.01284 7	2.51	3.08	62.92	30.08	0.62

Reac h	River Sta	Profile	Q Total (m3/s )	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	2009.6 8	Huracan Felix	183.5	661.6	664.8	663.6	665.03	0.00573	2.26	2.12	86.51	40.11	0.45
RGM	2006	Bridge											
RGM	2003.0 7	Huracan Felix	183.5	661.46	664.73	663.61	664.99	0.00576	2.62	2.28	81.19	35.91	0.45
RGM	2000	Huracan Felix	183.5	661.43	664.68		664.97	0.00670 5	2.6	2.41	78.26	42.53	0.48
RGM	1950	Huracan Felix	183.5	660.92	664.38	663.29	664.64	0.00604 2	2.32	2.26	81.62	61.8	0.47
RGM	1900	Huracan Felix	183.5	660.73	664.28	662.69	664.42	0.00259 9	2.82	1.68	121.05	65	0.32
RGM	1850	Huracan Felix	183.5	660.15	663.82	663.01	664.18	0.00881 9	2.29	2.66	69.12	53.68	0.56
RGM	1800	Huracan Felix	183.5	659.19	662.92		663.54	0.01804 5	2.17	3.48	52.77	26.48	0.75
RGM	1750	Huracan Felix	183.5	658.99	662.41		662.81	0.01020 9	2.27	2.8	66.07	32.93	0.59
RGM	1700	Huracan Felix	183.5	658.97	662.05	661.13	662.36	0.00717 5	2.32	2.44	75.15	45.84	0.51
RGM	1650	Huracan Felix	183.5	658.74	661.79		662.02	0.00540 6	2.43	2.17	89.99	53.7	0.45
RGM	1600	Huracan Felix	183.5	658.62	661.52		661.75	0.00560 4	2.28	2.15	88.33	54.71	0.45
RGM	1550	Huracan Felix	183.5	658.24	661.43		661.55	0.00219	2.67	1.51	124.95	47.67	0.29
RGM	1541.0 7	Huracan Felix	183.5	658.32	661.1	660.54	661.48	0.01109	1.94	2.72	67.47	34.85	0.62
RGM	1530	Bridge											
RGM	1528.8 7	Huracan Felix	183.5	658.32	660.72	660.54	661.3	0.01798 7	1.62	3.37	54.43	33.62	0.85

Reac h	River Sta	Profile	Q Total (m3/s )	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	1500	Huracan Felix	183.5	656.99	660.62		660.93	0.00643 9	2.26	2.47	75.02	36.35	0.52
RGM	1450	Huracan Felix	183.5	657.29	660.23	659.41	660.59	0.00702 8	2.42	2.67	68.75	37.21	0.55
RGM	1400	Huracan Felix	183.5	657.16	659.98		660.25	0.00552 7	2.3	2.33	79.92	41.49	0.49
RGM	1350	Huracan Felix	183.5	656.83	659.63		659.94	0.00691 5	2.13	2.48	76.09	43.44	0.54
RGM	1300	Huracan Felix	183.5	656.61	659.28	658.46	659.61	0.00651 2	2.28	2.51	73.03	55.97	0.53
RGM	1250	Huracan Felix	183.5	656.43	659		659.26	0.00664 8	1.88	2.26	81.22	43.31	0.53
RGM	1200	Huracan Felix	183.5	655.97	658.72		658.95	0.00541	2.01	2.13	86.09	43.62	0.48
RGM	1150	Huracan Felix	183.5	655.31	658.53		658.72	0.00351 7	2.43	1.94	96.26	83.88	0.4
RGM	1100	Huracan Felix	183.5	655.27	658.21		658.49	0.00571 3	2.27	2.35	79.72	49.35	0.5
RGM	1050	Huracan Felix	183.5	654.96	658.14		658.25	0.00267 3	1.95	1.48	124.31	63.77	0.34
RGM	1000	Huracan Felix	183.5	654.57	658.04		658.15	0.00172 6	2.6	1.43	130.95	53.47	0.28
RGM	950	Huracan Felix	183.5	653.79	657.9	656.13	658.05	0.00206 5	2.93	1.68	109.42	50.56	0.31
RGM	900	Huracan Felix	183.5	653.44	657.72		657.92	0.00286 5	3.12	1.99	92.68	30.68	0.36
RGM	850	Huracan Felix	183.5	652.88	657.38	655.65	657.72	0.00479 8	3.79	2.61	70.38	28.63	0.43
RGM	839.5	Huracan Felix	183.5	652.45	657.46	655.08	657.64	0.00218 2	4.15	1.86	98.69	23.79	0.29
RGM	837		Bridge										

Reac h	River Sta	Profile	Q Total (m3/s )	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	834.79	Huracan Felix	183.5	652.58	657.23		657.57	0.01234 7	3.38	2.56	71.79	21.22	0.44
RGM	800	Huracan Felix	183.5	652.48	656.99		657.19	0.00770 3	2.89	1.99	92.35	31.97	0.37
RGM	750	Huracan Felix	183.5	652.14	656.42		656.68	0.01417 4	2.26	2.26	81.21	35.88	0.48
RGM	700	Huracan Felix	183.5	651.57	656.06		656.21	0.00587 7	2.98	1.74	110.84	48.84	0.32
RGM	650	Huracan Felix	183.5	650.91	655.91		656	0.00268 9	3.28	1.32	145.25	52	0.23
RGM	600	Huracan Felix	183.5	650.65	655.61	653.48	655.79	0.00671 8	2.92	1.88	97.85	39.72	0.35
RGM	550	Huracan Felix	183.5	650.67	655.33		655.48	0.00540 1	2.94	1.71	109.03	40.28	0.32
RGM	500	Huracan Felix	183.5	650.46	655.12		655.25	0.00372 5	3.56	1.64	124.27	46	0.28
RGM	450	Huracan Felix	183.5	650.59	654.69		654.93	0.01240 5	2.24	2.2	88.94	53.4	0.47
RGM	400	Huracan Felix	183.5	650.32	654.21	652.66	654.44	0.00787 1	3.06	2.12	87.53	50.1	0.39
RGM	350	Huracan Felix	183.5	649.98	653.91		654.06	0.00644 9	2.48	1.7	107.97	44.99	0.35
RGM	300	Huracan Felix	183.5	649.96	653.63	652.14	653.75	0.00551 3	2.51	1.59	119.6	73.09	0.32
RGM	250	Huracan Felix	183.5	649.66	653.37		653.48	0.00533 9	2.28	1.49	130.07	68.23	0.32
RGM	200	Huracan Felix	183.5	649.1	653.1		653.21	0.00515	2.33	1.47	124.45	53.38	0.31
RGM	150	Huracan Felix	183.5	648.4	652.78		652.93	0.00587 8	2.67	1.71	107.23	40.14	0.33

Reac h	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	100	Huracan Felix	183.5	648.11	652.43		652.6	0.00738 1	2.58	1.85	99.04	38.39	0.37
RGM	50	Huracan Felix	183.5	647.96	651.8	650.35	652.13	0.01168 2	3.12	2.53	72.6	23.26	0.46
RGM	4.01	Huracan Felix	183.5	647.69	650.15	650.15	651.03	0.06148 3	1.76	4.16	44.13	25.1	1

### 5.3.8.2 Caudal mínimo

Reac h	River Sta	Profil e	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	2474.84	TR25	219.7	665.76	669.56	668.48	669.92	0.007756	2.78	2.67	82.27	47.78	0.51
RGM	2450	TR25	219.7	665.4	669.46		669.7	0.006795	2.14	2.16	102.6	58.08	0.47
RGM	2400	TR25	219.7	665.79	668.79	668.26	669.22	0.013644	1.92	2.88	76.35	59.19	0.66
RGM	2393.01	TR25	219.7	665.18	668.61	667.75	669.12	0.01103	2.82	3.16	69.72	51.02	0.6
RGM	2390		Bridge										
RGM	2387.87	TR25	219.7	664.89	668.58	667.65	669.07	0.006648	2.88	3.09	70.99	42.48	0.58
RGM	2350	TR25	219.7	664.79	668.35	667.48	668.73	0.009682	2.43	2.73	81.63	55.53	0.56
RGM	2300	TR25	219.7	664.21	667.59	666.97	668.13	0.014571	2.46	3.26	67.41	46.85	0.66
RGM	2250	TR25	219.7	663.77	667.38		667.61	0.005562	2.49	2.11	104.2	41.81	0.43
RGM	2200	TR25	219.7	663.71	666.66	666.04	667.1	0.021107	2.12	2.96	74.25	35.1	0.65
RGM	2150	TR25	219.7	662.92	666.27		666.46	0.007049	2.24	1.92	116.86	60	0.41
RGM	2100	TR25	219.7	662.33	666.05		666.16	0.004448	2.82	1.48	148.27	52.53	0.28
RGM	2050	TR25	219.7	661.03	665.25	664.65	665.77	0.012888	2.74	3.27	71.2	30.61	0.63
RGM	2009.68	TR25	219.7	661.6	665.11	663.83	665.37	0.005351	2.57	2.23	98.77	43.12	0.45
RGM	2006		Bridge										

Reac h	River Sta	Profil e	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	2003.07	TR25	219.7	661.46	665.03	663.8	665.32	0.006479	2.58	2.42	92.54	40.5	0.48
RGM	2000	TR25	219.7	661.43	664.99		665.3	0.007782	2.37	2.48	92.83	49.73	0.51
RGM	1950	TR25	219.7	660.92	664.67	663.52	664.96	0.005827	2.59	2.38	94.56	67.46	0.47
RGM	1900	TR25	219.7	660.73	664.59	662.9	664.74	0.002441	3.14	1.74	141.35	65	0.31
RGM	1850	TR25	219.7	660.15	664.09	663.23	664.5	0.008758	2.54	2.83	78.55	60.79	0.57
RGM	1800	TR25	219.7	659.19	663.18	662.67	663.86	0.018261	2.35	3.68	62.44	45.19	0.77
RGM	1750	TR25	219.7	658.99	662.66		663.12	0.010378	2.5	3	74.72	35.05	0.61
RGM	1700	TR25	219.7	658.97	662.3	661.34	662.65	0.007445	2.55	2.64	83.12	46.04	0.53
RGM	1650	TR25	219.7	658.74	662.06		662.31	0.005206	2.68	2.27	106.01	60.61	0.44
RGM	1600	TR25	219.7	658.62	661.8		662.05	0.005236	2.55	2.23	105.08	60.8	0.45
RGM	1550	TR25	219.7	658.24	661.71		661.84	0.002421	2.76	1.62	138.78	50.73	0.31
RGM	1541.07	TR25	219.7	658.32	661.35	660.74	661.77	0.011062	2.13	2.89	75.99	35.63	0.63
RGM	1530		Bridge										
RGM	1528.87	TR25	219.7	658.32	661	660.74	661.6	0.015858	1.85	3.45	63.73	34.5	0.81
RGM	1500	TR25	219.7	656.99	660.91		661.25	0.006215	2.53	2.61	85.48	36.57	0.52
RGM	1450	TR25	219.7	657.29	660.48	659.63	660.91	0.007283	2.67	2.89	76.05	37.28	0.56
RGM	1400	TR25	219.7	657.16	660.25		660.56	0.005547	2.51	2.47	91.67	44.36	0.5
RGM	1350	TR25	219.7	656.83	659.93		660.25	0.006572	2.34	2.57	90.59	54.41	0.54
RGM	1300	TR25	219.7	656.61	659.55	658.66	659.92	0.00653	2.51	2.69	81.8	58.34	0.54
RGM	1250	TR25	219.7	656.43	659.3		659.58	0.00623	2.05	2.31	95.06	46.47	0.52
RGM	1200	TR25	219.7	655.97	659.05		659.29	0.004839	2.27	2.18	101.42	51.96	0.46
RGM	1150	TR25	219.7	655.31	658.9		659.08	0.003248	2.48	1.89	131.37	104.62	0.38
RGM	1100	TR25	219.7	655.27	658.61		658.87	0.004717	2.57	2.31	104.02	71.73	0.46
RGM	1050	TR25	219.7	654.96	658.57		658.67	0.0021	2.27	1.44	152.16	66.92	0.31
RGM	1000	TR25	219.7	654.57	658.48		658.59	0.001456	3.03	1.45	155.24	56.88	0.27

Reac h	River Sta	Profil e	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	950	TR25	219.7	653.79	658.34	656.34	658.5	0.00189	3.33	1.74	126.07	51	0.3
RGM	900	TR25	219.7	653.44	658.16		658.38	0.002922	3.24	2.06	107.45	37.15	0.37
RGM	850	TR25	219.7	652.88	657.76	655.95	658.17	0.00521	4.12	2.83	77.5	30.21	0.45
RGM	839.5	TR25	219.7	652.45	657.86	655.33	658.07	0.002385	4.52	2.03	108.18	23.95	0.31
RGM	837		Bridge										
RGM	834.79	TR25	219.7	652.58	657.55		657.95	0.013807	3.59	2.8	78.54	21.89	0.47
RGM	800	TR25	219.7	652.48	657.3		657.54	0.008056	3.18	2.15	102.27	32.15	0.38
RGM	750	TR25	219.7	652.14	656.73		657.02	0.013505	2.55	2.37	92.59	36.34	0.47
RGM	700	TR25	219.7	651.57	656.4		656.56	0.005699	3.29	1.83	127.54	49.19	0.32
RGM	650	TR25	219.7	650.91	656.25		656.35	0.002727	3.63	1.41	163.05	52	0.24
RGM	600	TR25	219.7	650.65	655.93	653.78	656.14	0.006938	3.2	2.02	108.59	40.14	0.36
RGM	550	TR25	219.7	650.67	655.64		655.82	0.005526	3.26	1.84	121.89	41.38	0.33
RGM	500	TR25	219.7	650.46	655.43		655.58	0.003866	3.87	1.77	138.58	46	0.29
RGM	450	TR25	219.7	650.59	655.04		655.26	0.011393	2.33	2.16	108.98	58	0.45
RGM	400	TR25	219.7	650.32	654.5	652.89	654.77	0.008377	3.32	2.3	96.51	50.41	0.4
RGM	350	TR25	219.7	649.98	654.21		654.38	0.006389	2.75	1.82	121.61	45.5	0.35
RGM	300	TR25	219.7	649.96	653.95	652.35	654.08	0.005138	2.83	1.66	138.45	75	0.32
RGM	250	TR25	219.7	649.66	653.72		653.83	0.004731	2.55	1.51	154.25	69.97	0.3
RGM	200	TR25	219.7	649.1	653.48		653.59	0.004638	2.65	1.52	144.6	54.65	0.3
RGM	150	TR25	219.7	648.4	653.17		653.33	0.005616	2.96	1.79	123.01	41.56	0.33
RGM	100	TR25	219.7	648.11	652.83		653.01	0.007373	2.68	1.89	115.98	43.33	0.37
RGM	50	TR25	219.7	647.96	652.14	650.62	652.52	0.012615	3.31	2.73	80.54	24.32	0.48
RGM	4.01	TR25	219.7	647.69	650.38	650.38	651.37	0.060111	1.96	4.39	50.06	25.56	1



### 5.3.8.3 Caudal diseño

Reac h	River Sta	Profil e	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	2474.84	TR50	262.1	665.76	669.81	668.74	670.24	0.008383	3.02	2.92	89.77	49.6	0.54
RGM	2450	TR50	262.1	665.4	669.76		670.01	0.006182	2.43	2.25	120.25	62.32	0.46
RGM	2400	TR50	262.1	665.79	669.17	668.48	669.59	0.011223	2.2	2.86	91.75	61.95	0.61
RGM	2393.01	TR50	262.1	665.18	668.9	668.03	669.49	0.011403	3.1	3.42	76.85	55	0.62
RGM	2390		Bridge										
RGM	2387.87	TR50	262.1	664.89	668.85	667.91	669.43	0.007114	3.13	3.37	77.8	44.73	0.61
RGM	2350	TR50	262.1	664.79	668.66	667.74	669.08	0.009123	2.74	2.87	93.69	64.46	0.55
RGM	2300	TR50	262.1	664.21	667.85	667.22	668.48	0.015223	2.69	3.51	74.6	48.81	0.68
RGM	2250	TR50	262.1	663.77	667.68		667.93	0.005567	2.77	2.25	116.47	41.97	0.43
RGM	2200	TR50	262.1	663.71	666.92	666.27	667.42	0.021828	2.25	3.13	83.84	38.28	0.67
RGM	2150	TR50	262.1	662.92	666.6		666.8	0.006231	2.57	1.97	136.79	60	0.39
RGM	2100	TR50	262.1	662.33	666.38		666.51	0.004621	3.02	1.57	166.45	55.14	0.29
RGM	2050	TR50	262.1	661.03	665.49	664.91	666.09	0.013666	2.95	3.53	78.78	35.91	0.66
RGM	2009.68	TR50	262.1	661.6	665.37	664.09	665.67	0.005486	2.83	2.41	109.24	45.68	0.46
RGM	2006		Bridge										
RGM	2003.07	TR50	262.1	661.46	665.28	664.04	665.63	0.006633	2.84	2.6	102.79	40.69	0.49
RGM	2000	TR50	262.1	661.43	665.27		665.6	0.00739	2.65	2.6	106.52	49.94	0.51
RGM	1950	TR50	262.1	660.92	664.95	663.77	665.27	0.005722	2.87	2.53	108.32	68.87	0.48
RGM	1900	TR50	262.1	660.73	664.89	663.14	665.05	0.002413	3.43	1.84	160.65	65	0.32
RGM	1850	TR50	262.1	660.15	664.33	663.48	664.8	0.009329	2.73	3.06	88.35	66.89	0.59
RGM	1800	TR50	262.1	659.19	663.47	663.28	664.16	0.017248	2.54	3.76	75.84	47.28	0.75
RGM	1750	TR50	262.1	658.99	662.93		663.45	0.010474	2.76	3.21	84.36	38.62	0.62
RGM	1700	TR50	262.1	658.97	662.55	661.56	662.97	0.007805	2.8	2.87	91.37	46.06	0.55

Reac h	River Sta	Profil e	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	1650	TR50	262.1	658.74	662.35		662.61	0.004947	2.96	2.36	123.81	62	0.44
RGM	1600	TR50	262.1	658.62	662.11		662.37	0.004779	2.86	2.3	124.26	62	0.43
RGM	1550	TR50	262.1	658.24	662.02		662.17	0.002542	2.95	1.74	154.54	52.61	0.32
RGM	1541.07	TR50	262.1	658.32	661.62	660.96	662.09	0.010935	2.35	3.06	85.71	36.5	0.64
RGM	1530		Bridge										
RGM	1528.87	TR50	262.1	658.32	661.29	660.96	661.93	0.014306	2.09	3.54	73.98	35.45	0.78
RGM	1500	TR50	262.1	656.99	661.21		661.6	0.006103	2.81	2.77	96.52	36.8	0.53
RGM	1450	TR50	262.1	657.29	660.73	659.87	661.24	0.007809	2.9	3.15	83.18	37.54	0.59
RGM	1400	TR50	262.1	657.16	660.52		660.86	0.005574	2.76	2.63	103.66	44.78	0.51
RGM	1350	TR50	262.1	656.83	660.24		660.57	0.005909	2.61	2.62	107.74	54.94	0.52
RGM	1300	TR50	262.1	656.61	659.82	658.89	660.25	0.006763	2.74	2.89	90.54	58.78	0.56
RGM	1250	TR50	262.1	656.43	659.6		659.9	0.005788	2.31	2.4	109.12	47.33	0.51
RGM	1200	TR50	262.1	655.97	659.38		659.63	0.00438	2.58	2.26	119.29	55.79	0.45
RGM	1150	TR50	262.1	655.31	659.29		659.44	0.002487	2.8	1.79	174.06	110	0.34
RGM	1100	TR50	262.1	655.27	659.07		659.29	0.003449	2.98	2.17	139.01	77.88	0.4
RGM	1050	TR50	262.1	654.96	659.03		659.13	0.001698	2.63	1.43	183.74	69.78	0.28
RGM	1000	TR50	262.1	654.57	658.95		659.06	0.001262	3.5	1.49	182.55	59.72	0.25
RGM	950	TR50	262.1	653.79	658.81	656.57	658.98	0.001767	3.8	1.82	143.69	51	0.3
RGM	900	TR50	262.1	653.44	658.64		658.87	0.00268	3.62	2.13	126.82	46.38	0.36
RGM	850	TR50	262.1	652.88	658.19	656.27	658.66	0.005314	4.54	3.05	88.08	47	0.46
RGM	839.5	TR50	262.1	652.45	658.31	655.59	658.55	0.002493	4.95	2.2	120.02	27.52	0.32
RGM	837		Bridge										
RGM	834.79	TR50	262.1	652.58	657.88		658.35	0.014979	3.84	3.05	86.16	25.66	0.5
RGM	800	TR50	262.1	652.48	657.63		657.91	0.00844	3.49	2.32	113.01	32.34	0.4
RGM	750	TR50	262.1	652.14	657.07		657.38	0.013092	2.84	2.5	104.84	36.85	0.47

Reac h	River Sta	Profil e	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	700	TR50	262.1	651.57	656.75		656.93	0.005601	3.61	1.93	145.1	49.56	0.32
RGM	650	TR50	262.1	650.91	656.61		656.72	0.002807	3.98	1.52	181.48	52	0.24
RGM	600	TR50	262.1	650.65	656.25	654.17	656.49	0.007294	3.48	2.19	119.59	40.57	0.37
RGM	550	TR50	262.1	650.67	655.96		656.16	0.005795	3.57	1.99	134.99	42.47	0.34
RGM	500	TR50	262.1	650.46	655.74		655.9	0.004133	4.17	1.92	152.45	46	0.3
RGM	450	TR50	262.1	650.59	655.36		655.59	0.010042	2.65	2.2	127.8	58	0.43
RGM	400	TR50	262.1	650.32	654.78	653.16	655.1	0.009218	3.56	2.53	104.99	50.7	0.43
RGM	350	TR50	262.1	649.98	654.47		654.67	0.006764	2.99	1.97	133.69	45.88	0.36
RGM	300	TR50	262.1	649.96	654.29	652.63	654.4	0.00377	3.17	1.54	188.41	75	0.28
RGM	250	TR50	262.1	649.66	654.09		654.2	0.004168	2.91	1.54	179.97	70	0.29
RGM	200	TR50	262.1	649.1	653.86		653.99	0.004336	2.96	1.58	165.77	55.96	0.29
RGM	150	TR50	262.1	648.4	653.55		653.73	0.005595	3.22	1.88	139.25	43.23	0.33
RGM	100	TR50	262.1	648.11	653.23		653.43	0.006767	3.05	1.96	133.45	43.8	0.36
RGM	50	TR50	262.1	647.96	652.5	650.92	652.94	0.013517	3.5	2.93	89.59	25.62	0.5
RGM	4.01	TR50	262.1	647.69	650.63	650.63	651.73	0.059534	2.17	4.64	56.45	26.04	1.01

#### 5.3.8.4 Caudal máximo

Reac h	River Sta	Profil e	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	2474.84	TR100	304.5	665.76	670.05	668.96	670.55	0.008894	3.26	3.15	96.78	49.62	0.56
RGM	2450	TR100	304.5	665.4	670.04		670.3	0.005628	2.71	2.31	137.92	63.04	0.45
RGM	2400	TR100	304.5	665.79	669.52	668.68	669.93	0.009231	2.55	2.85	108.09	67.78	0.57

Reac h	River Sta	Profil e	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	2393.01	TR10 0	304.5	665.18	669.15	668.29	669.84	0.011806	3.35	3.67	83.3	55	0.64
RGM	2390		Bridge										
RGM	2387.87	TR10 0	304.5	664.89	669.1	668.17	669.77	0.007452	3.37	3.63	84.05	54.91	0.63
RGM	2350	TR10 0	304.5	664.79	668.96	667.99	669.4	0.008586	3.03	2.98	107.4	65	0.55
RGM	2300	TR10 0	304.5	664.21	668.08	667.45	668.8	0.015932	2.89	3.75	81.13	50.57	0.71
RGM	2250	TR10 0	304.5	663.77	667.94		668.23	0.005656	3.03	2.39	127.64	45.18	0.44
RGM	2200	TR10 0	304.5	663.71	667.16	666.48	667.71	0.021062	2.49	3.28	92.95	59.05	0.66
RGM	2150	TR10 0	304.5	662.92	666.91		667.12	0.00569	2.88	2.03	155.31	60	0.38
RGM	2100	TR10 0	304.5	662.33	666.7		666.84	0.004771	3.18	1.65	184.3	58	0.3
RGM	2050	TR10 0	304.5	661.03	665.71	665.14	666.4	0.014445	3.13	3.78	85.69	37.9	0.68
RGM	2009.68	TR10 0	304.5	661.6	665.61	664.35	665.95	0.00565	3.06	2.58	118.65	47.99	0.47
RGM	2006		Bridge										
RGM	2003.07	TR10 0	304.5	661.46	665.51	664.25	665.9	0.006817	3.07	2.78	111.99	40.87	0.51
RGM	2000	TR10 0	304.5	661.43	665.51		665.87	0.007205	2.89	2.72	118.69	50.13	0.51
RGM	1950	TR10 0	304.5	660.92	665.2	664	665.55	0.005727	3.11	2.67	120.3	68.88	0.48
RGM	1900	TR10 0	304.5	660.73	665.15	663.36	665.32	0.002447	3.69	1.94	177.16	65	0.32

Reac h	River Sta	Profil e	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	1850	TR10 0	304.5	660.15	664.52	663.71	665.06	0.009899	2.92	3.3	96.59	68.1	0.62
RGM	1800	TR10 0	304.5	659.19	663.74	663.53	664.43	0.01604	2.72	3.79	89.37	54.57	0.73
RGM	1750	TR10 0	304.5	658.99	663.18		663.75	0.010484	3	3.38	94.21	39.59	0.62
RGM	1700	TR10 0	304.5	658.97	662.78	661.8	663.26	0.008133	3.03	3.08	99.02	46.08	0.56
RGM	1650	TR10 0	304.5	658.74	662.63		662.9	0.004668	3.24	2.44	140.81	62	0.43
RGM	1600	TR10 0	304.5	658.62	662.41		662.67	0.004396	3.16	2.36	142.48	62	0.42
RGM	1550	TR10 0	304.5	658.24	662.31		662.47	0.002656	3.1	1.83	170.28	55	0.33
RGM	1541.07	TR10 0	304.5	658.32	661.87	661.15	662.39	0.010765	2.55	3.2	95.19	37.33	0.64
RGM	1530		Bridge										
RGM	1528.87	TR10 0	304.5	658.32	661.57	661.15	662.24	0.013122	2.31	3.62	84.04	36.35	0.76
RGM	1500	TR10 0	304.5	656.99	661.49		661.92	0.005991	3.08	2.91	107.07	37.02	0.53
RGM	1450	TR10 0	304.5	657.29	660.97	660.08	661.55	0.008203	3.11	3.38	90.08	37.8	0.61
RGM	1400	TR10 0	304.5	657.16	660.79		661.16	0.005453	3.01	2.75	115.7	44.96	0.51
RGM	1350	TR10 0	304.5	656.83	660.54		660.88	0.005323	2.88	2.65	124.58	55.46	0.5
RGM	1300	TR10 0	304.5	656.61	660.09	659.09	660.57	0.00681	2.98	3.06	99.4	59.18	0.57
RGM	1250	TR10 0	304.5	656.43	659.91		660.22	0.005303	2.57	2.46	123.68	48.13	0.49

Reac h	River Sta	Profil e	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	1200	TR10 0	304.5	655.97	659.71		659.98	0.003881	2.89	2.29	138.47	57.92	0.43
RGM	1150	TR10 0	304.5	655.31	659.68		659.8	0.001872	3.19	1.68	216.73	110	0.3
RGM	1100	TR10 0	304.5	655.27	659.5		659.69	0.002632	3.39	2.06	173.69	86.29	0.36
RGM	1050	TR10 0	304.5	654.96	659.46		659.57	0.001403	3.06	1.42	214.17	70	0.26
RGM	1000	TR10 0	304.5	654.57	659.39		659.5	0.001128	3.94	1.52	209.43	62.97	0.24
RGM	950	TR10 0	304.5	653.79	659.3	656.78	659.44	0.001361	4.28	1.72	188.4	51	0.27
RGM	900	TR10 0	304.5	653.44	659.11		659.34	0.002315	4.1	2.15	149.44	48.06	0.34
RGM	850	TR10 0	304.5	652.88	658.66	656.58	659.15	0.00494	5.01	3.14	102.27	47	0.45
RGM	839.5	TR10 0	304.5	652.45	658.78	655.83	659.05	0.002467	5.42	2.33	132.97	27.52	0.32
RGM	837		Bridge										
RGM	834.79	TR10 0	304.5	652.58	658.19		658.74	0.015414	4.16	3.26	94.74	28	0.51
RGM	800	TR10 0	304.5	652.48	657.96		658.27	0.008953	3.68	2.46	123.61	33.6	0.41
RGM	750	TR10 0	304.5	652.14	657.38		657.73	0.012775	3.12	2.61	116.61	37.42	0.47
RGM	700	TR10 0	304.5	651.57	657.09		657.28	0.005495	3.91	2.01	161.81	49.91	0.32
RGM	650	TR10 0	304.5	650.91	656.94		657.07	0.002865	4.32	1.61	198.93	52	0.25
RGM	600	TR10 0	304.5	650.65	656.56	654.62	656.84	0.007548	3.75	2.34	130.21	40.97	0.39

Reac h	River Sta	Profil e	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Hydr Depth C (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Área (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RGM	550	TR10 0	304.5	650.67	656.26		656.49	0.005952	3.88	2.12	148.04	43.53	0.34
RGM	500	TR10 0	304.5	650.46	656.03		656.22	0.004303	4.47	2.05	166.11	46	0.31
RGM	450	TR10 0	304.5	650.59	655.69		655.92	0.008895	2.98	2.23	146.67	58	0.41
RGM	400	TR10 0	304.5	650.32	655.08	653.4	655.44	0.009663	3.8	2.7	114.22	51.15	0.44
RGM	350	TR10 0	304.5	649.98	654.78		655	0.006651	3.27	2.07	147.96	46.33	0.37
RGM	300	TR10 0	304.5	649.96	654.62	652.8	654.74	0.003473	3.5	1.57	213.44	75	0.27
RGM	250	TR10 0	304.5	649.66	654.44		654.56	0.003765	3.26	1.57	204.56	70	0.28
RGM	200	TR10 0	304.5	649.1	654.22		654.36	0.004098	3.26	1.63	186.3	57.2	0.29
RGM	150	TR10 0	304.5	648.4	653.92		654.11	0.005535	3.46	1.96	155.27	44.84	0.34
RGM	100	TR10 0	304.5	648.11	653.61		653.82	0.006345	3.39	2.03	150.06	44.24	0.35
RGM	50	TR10 0	304.5	647.96	652.84	651.21	653.33	0.014534	3.57	3.09	98.69	27.64	0.52
RGM	4.01	TR10 0	304.5	647.69	650.88	650.88	652.07	0.057865	2.37	4.83	63	26.53	1

## 5.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE INUNDACIÓN DEL RÍO GRANDE DE MATAGALPA

Del análisis de los resultados de las áreas de inundación se puede observar:

### 5.4.3 HURACÁN FÉLIX

Para el huracán Félix las zonas propensas a ser afectadas por inundación en el tramo del río en estudio son los siguientes tramos: 1+900 – 1+850, con una profundidad de 0.45 m el margen izquierdo, 0+800 – 0+500, con una profundidad promedio de 0.8 m el margen izquierdo.

**MAPA 8.- Mapa de Inundación para el huracán Félix**

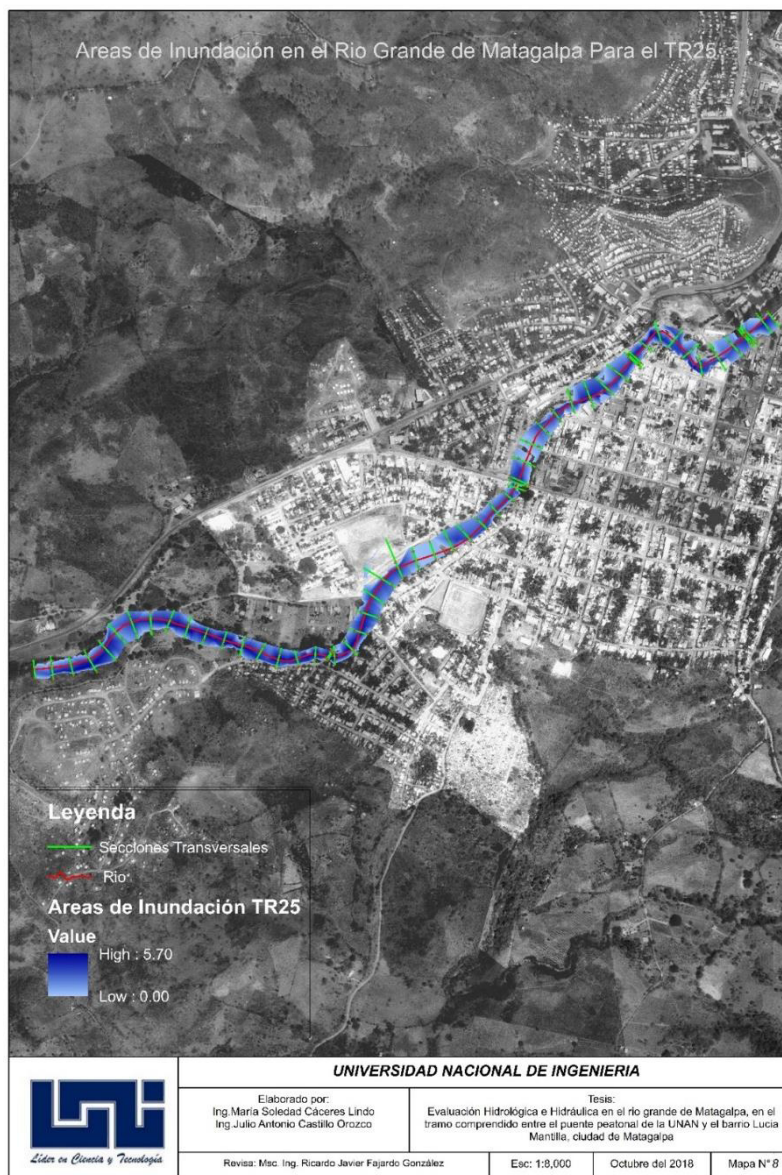




#### 5.4.4 CAUDAL MÍNIMO

Para el período de retorno de 25 años las zonas propensas a ser afectadas por inundación en el tramo del río en estudio son los siguientes tramos: 2+150 – 2+100, con una profundidad de 0.4 m el margen izquierdo, 1+900 – 1+850, con una profundidad de 0.79 m el margen izquierdo y 0.54 m el margen derecho, 0+800 – 0+500, con una profundidad promedio de 1 m el margen izquierdo.

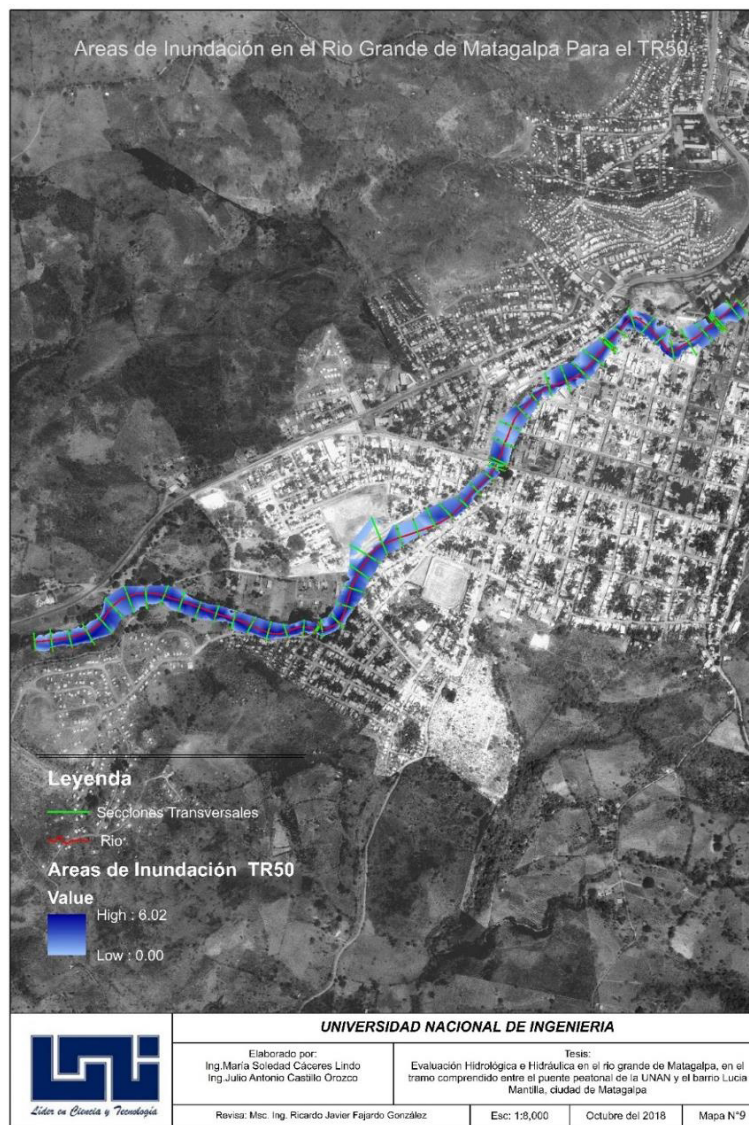
**MAPA 9.- Mapa de Inundación para el caudal mínimo con un tiempo de retorno de 25 años**



### 5.4.5 CAUDAL DISEÑO

Para el período de retorno de 50 años las zonas propensas a ser afectadas por inundación en el tramo del río en estudio son las siguientes tramos: 2+150 – 2+100, con una profundidad de 0.75 m el margen izquierdo, : 2+000 – 1+950, con una profundidad de 0.68 m el margen izquierdo, 1+900 – 1+850, con una profundidad de 1.15 m el margen izquierdo y 0.9 m el margen derecho, 0+800 – 0+500, con una profundidad promedio de 1.68 m el margen izquierdo.

**MAPA 10.- Mapa de Inundación para el caudal de diseño con un tiempo de retorno de 50 años**



### 5.4.6 CAUDAL MÁXIMO

Para el período de retorno de 100 años las zonas propensas a ser afectadas por inundación en el tramo del río en estudio son las siguientes tramos: 2+150 – 2+100 con una profundidad de 1.1 m el margen izquierdo, 2+000 – 1+950 con una profundidad de 0.97 m el margen izquierdo, 1+900 – 1+850 con una profundidad de 1.46 m el margen izquierdo y 1.22 m el margen derecho, 1+650 – 1+600 con una profundidad de 0.7 m el margen izquierdo, 0+850 – 0+839.5 con una profundidad promedio de 0.7 m ambos márgenes, 0+800 – 0+450, con una profundidad promedio de 1.95 m el margen izquierdo.

**MAPA 11.- Mapa de Inundación para el caudal máximo con un tiempo de retorno de 100 años**



## 5.5 PROPUESTA PARA MITIGAR LAS ÁREAS EXPUESTAS A PELIGRO DE INUNDACIÓN DEL RÍO GRANDE DE MATAGALPA

Del análisis de resultados de las áreas de inundación del río Grande de Matagalpa, se propone como alternativa ubicar gaviones en los tramos donde se desborda el río para lo cual estos fueron diseñados con el caudal máximo obtenido del análisis hidrológico, en la siguiente tabla se presentan las dimensiones a utilizar por tramo:

**TABLA 31.- Dimensiones de los gaviones propuestos por tramos del levantamiento del río Grande de Matagalpa**

Dimensiones de los gaviones propuestos		
tramo	altura	ancho
2+150 - 2+100	1.5	1
2+000 -1+950	1.5	1
1+900 - 1+850	1.5	1
1+650 - 1+600	1	1
0+850 -0+839.5	1	1
0+800 - 0+700	1.5	1
0+650 -0+450	2	2

Las alturas antes propuestas no incluyen la profundidad de cimentación de los gaviones, esta será 1 m, a partir del nivel natural del terreno.

Para evitar el desbordamiento del río en aquellos tramos donde excede la capacidad de la sección, se propuso colocar gaviones a continuación se presentan los niveles que alcanza la superficie del agua en la estructura propuesta, en lo que se recomienda aumentar 50 cm la altura propuesta de los gaviones como medida de seguridad para que funcione como borde libre



A continuación, se presentan los resultados del análisis hidráulico.

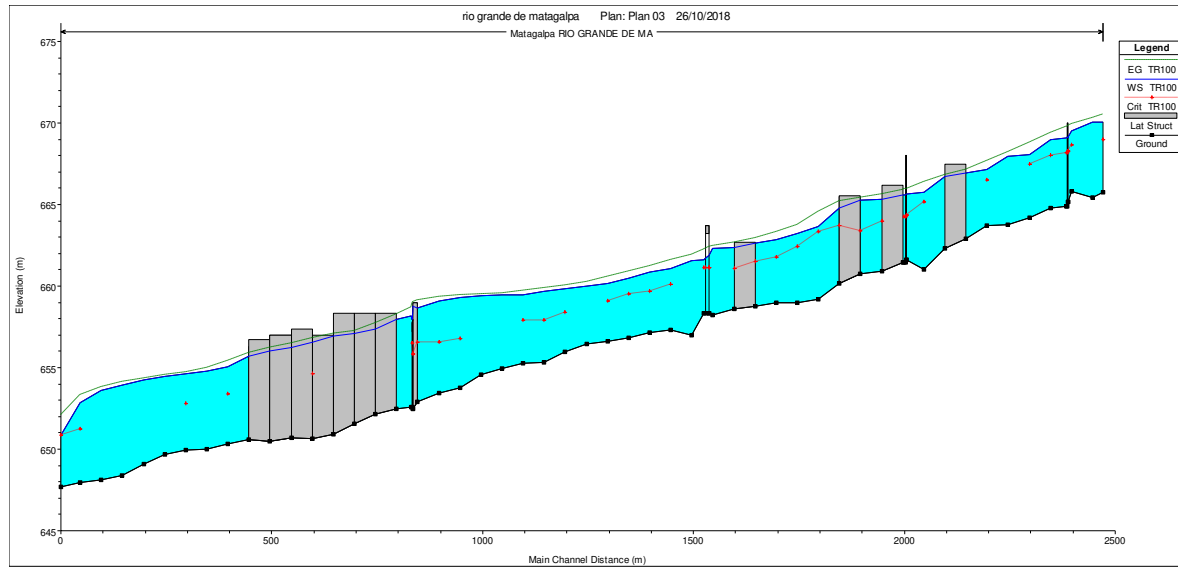
### 5.5.3 RESULTADO DE LA VARIABLE HIDRAULICA DE LOS GAVIONES PROPUESTOS PARA EL TR100

**TABLA 32.- Resultados de las variables hidráulicas de los gaviones propuestos para el TR100**

Reach	River Sta	Profile	Q US	Q Leaving Total	Q DS	Q Weir	Min El Weir Flow	E.G. US.	W.S. US.	E.G. DS	W.S. DS
			(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
RÍO GRANDE DE MA	2125	TR100	304.5	0	304.5	0	667.5	667.12	666.92	666.85	666.71
RÍO GRANDE DE MA	1975	TR100	304.5	0	304.5	0	666.2	665.92	665.58	665.63	665.3
RÍO GRANDE DE MA	1876	TR100	304.5	0	304.5	0	665.55	665.42	665.26	665.21	664.76
RÍO GRANDE DE MA	1875	TR100	304.5	0	304.5	0	665.5	665.42	665.26	665.21	664.76
RÍO GRANDE DE MA	1625	TR100	304.5	0	304.5	0	662.69	662.96	662.65	662.71	662.39
RÍO GRANDE DE MA	841	TR100	304.5	0	304.5	0	659	659.15	658.66	659.05	658.78
RÍO GRANDE DE MA	840	TR100	304.5	0	304.5	0	659	659.15	658.66	659.05	658.78
RÍO GRANDE DE MA	775	TR100	304.5	0	304.5	0	658.33	658.27	657.96	657.73	657.38
RÍO GRANDE DE MA	725	TR100	304.5	0	304.5	0	658.33	657.73	657.38	657.28	657.09
RÍO GRANDE DE MA	675	TR100	304.5	0	304.5	0	658.33	657.28	657.09	657.07	656.94
RÍO GRANDE DE MA	625	TR100	304.5	0	304.5	0	657	657.07	656.94	656.84	656.56
RÍO GRANDE DE MA	575	TR100	304.5	0	304.5	0	657.35	656.84	656.56	656.49	656.26
RÍO GRANDE DE MA	526	TR100	304.5	0	304.5	0	657	656.49	656.26	656.22	656.03
RÍO GRANDE DE MA	525	TR100	304.5	0	304.5	0	657	656.49	656.26	656.22	656.03
RÍO GRANDE DE MA	476	TR100	304.5	0	304.5	0	656.74	656.22	656.03	655.92	655.69
RÍO GRANDE DE MA	475	TR100	304.5	0	304.5	0	656.3	656.22	656.03	655.92	655.69

### 5.5.3.1 Perfil del flujo

**GRAFICA 43.- Perfil del flujo para el caudal máximo en los gaviones propuestos**



#### 5.5.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN EN LOS PUENTES

El diámetro utilizado para determinar la socavación en los estribos es el D<sub>50</sub>, que corresponde a un valor hipotético de los ensayos realizados a lugar que presenta características parecidas al sitio de estudio

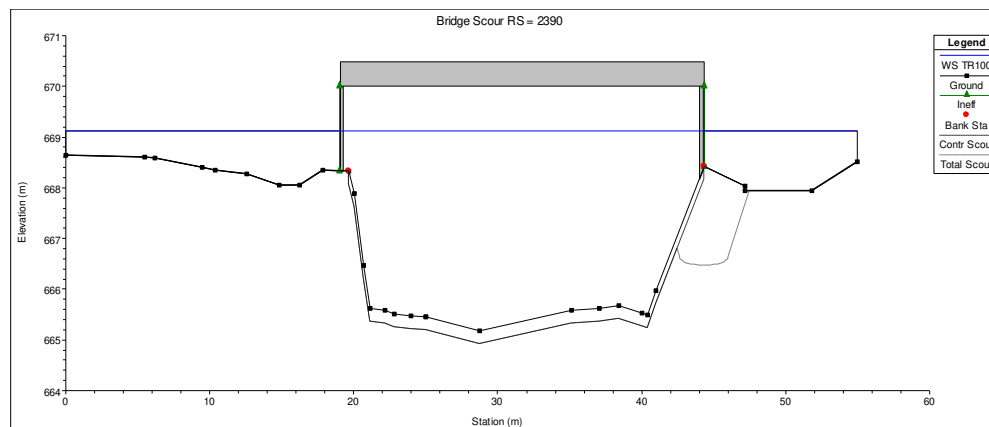
Sondeo N°	Muestra N°	Profundidad (metros)	% Que Pasa por el Tamiz										L.L. (%)	I.P. (%)	Clasificación	
			2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2 "	3/8"	N°4	N°10	N°40	N°200			SUCS	AASHTO
			Sondeo manual – 1													
Sm – 1	1	0.00 – 1.50	100	76	58	44	30	17	7	6	3	1	--	NP	GW-GM	A-1-a (0)
			Sondeo manual – 2													
Sm – 2	1	0.00 – 1.50	100	76	58	44	30	17	7	6	3	1	--	NP	GW-GM	A-1-a (0)
OBSERVACIONES:																
L.L. : Límite Líquido      I.P. : Índice Plástico      I.G. : Índice de Grupo      N.P. : Suelo No Plástico																

Obteniéndose un diámetro del material para evaluar la socavación de:

Diámetro (mm)	valor
D50	22.93

Para la modelación de los puentes se ejecutará con el Caudal Máximo producida en la subestructura para el período de retorno de 100 se presenta a continuación

#### 5.5.4.1 Puente la UNAN



lugar	Contraction Scour Ys (m):	Ve critical: (m/s)	Equation:
channel	0.26	2.05	live

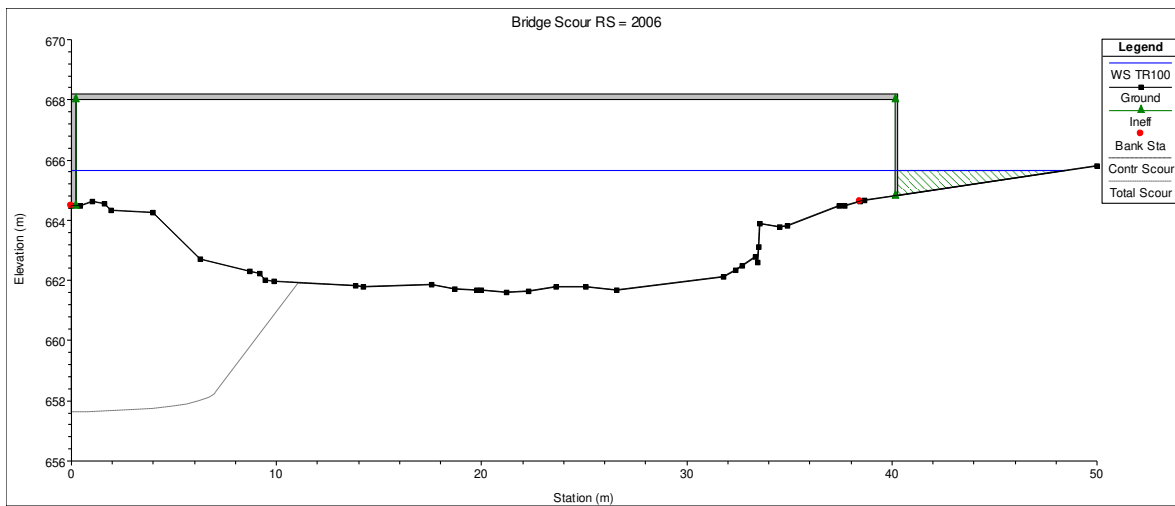
Estribo	Scour Depth Ys (m):	Qe/Ae = Ve: (m/s)	Froude #:	Equation:
Right	1.7	0.66	0.4	Froehlich

Combined Scour Depths	
Right abutment scour + contraction scour (m):	1.95

En el puente peatonal de la UNAN se presenta efecto de socavación por contracción con una magnitud de 0.26 m y socavación en el estribo derecho con una magnitud de 1.7 m y el efecto combinado de la socavación en el estribo derecho es de 1.95 m.



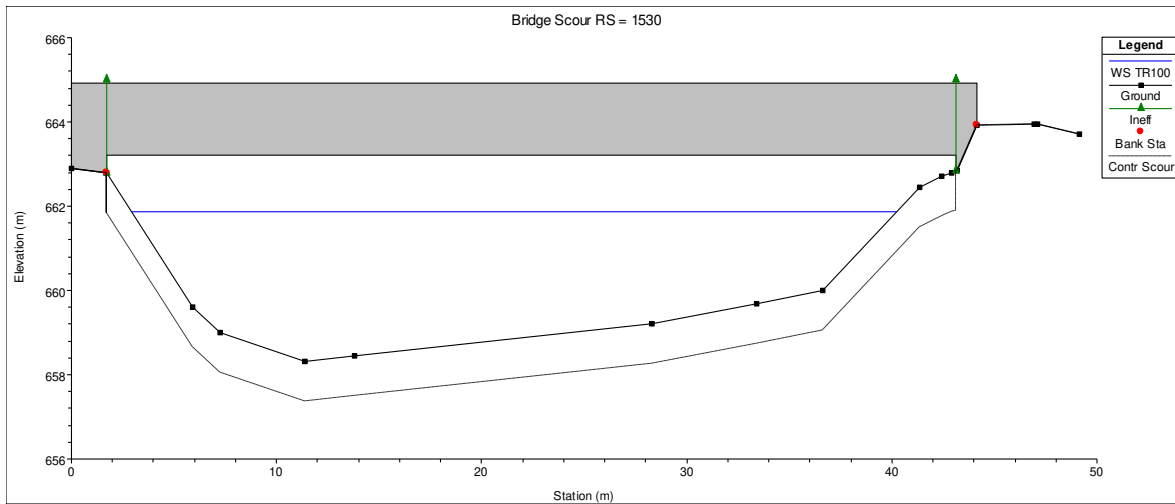
### 5.5.4.2 Puente del mercado sur



Estribo	Scour Depth $Y_s$ (m):	$Q_e/A_e =$ $V_e$ : (m/s)	Froude #:	Equation:
Left	6.86	2.28	0.57	Froehlich

En el puente peatonal de del mercado sur se presenta efecto de socavación en el estribo izquierdo con una magnitud de 6.86 m.

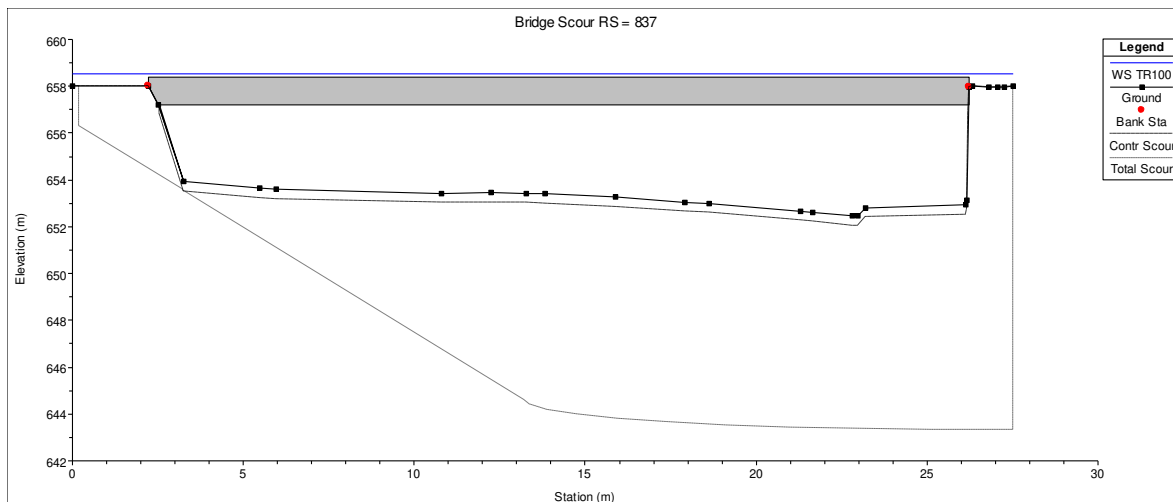
### 5.5.4.3 Puente Vehicular



lugar	Contraction Scour $Y_s$ (m):	$V_e$ critical: (m/s)	Equation:
channel	0.94	2.09	clear

En el puente vehicular se presenta efecto de socavación en por contracción con una magnitud de 0.94 m.

### 5.5.4.4 Puente peatonal primero de mayo



lugar	Contraction Scour $Y_s$ (m):	Ve critical: (m/s)	Equation:
channel	0.40	2.3	live

Estribo	Scour Depth $Y_s$ (m):	$Q_e/A_e =$ Ve: (m/s)	Froude #:	Equation:
Right	13.01	2.85	0.55	Froehlich

Combined Scour Depths	
Right abutment scour + contraction scour (m):	13.41

En el puente peatonal de la primero de mayo se presenta efecto de socavación por contracción con una magnitud de 0.4 m y socavación en el estribo derecho con una magnitud de 13.01 m y el efecto combinado de la socavación en el estribo derecho es de 13.41 m.

## CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1. CONCLUSIONES

1. Según la morfología de la cuenca del río Grande de Matagalpa con respecto al punto de cierre, la cuenca es alargada, por lo tanto, no es propensa a las crecientes, esto lo reafirma la longitud del cauce principal, así como su pendiente, por lo tanto, los tiempos de desplazamiento de estas crecidas son moderados.

Según la zonificación de la cuenca, esta presenta, en la zona baja, un relieve suave lo cual proyecta un flujo subcrítico, lo que indica que es susceptible a las inundaciones, cercano al punto de cierre de la cuenca. Con respecto a las otras zonas de la cuenca, alta y media, puede llegar a aumentar la velocidad del flujo, debido a un relieve pronunciado.

Con respecto a las pérdidas iniciales y constantes, que depende del uso y el tipo de suelo de las subcuencas, se puede observar que el número de curva promedio es de **64.94**, resultando una cuenca semi impermeable, lo cual lo reafirma su Lag Time promedio que es de **66.28 min**, o sea es una cuenca que responde a su crecida de forma tardada.

Para el análisis hidrológico, según los períodos de retorno analizado 25, 50 y 100 años a través de las curvas IDF de la estación Jinotega, así mismo el hietograma de lluvia del huracán Félix, resultando un caudal máximo probable para el período de retorno de 100 años de **304.5 m<sup>3</sup>/s**, produciendo mayores áreas de inundación con una profundidad promedio de 1.15 m por encima de la revancha del cauce en siete tramos.

2. Para el análisis hidráulico de los puentes, estos no van a trabajar como un vertedero según los caudales calculados por método de transito de avenida. En algunos casos van a trabajar como un flujo a través de orificio.

Para resolver los problemas de inundación en los siete tramos del río Grande de Matagalpa, se propone elevar su revancha colocando gaviones de altura que oscila entre 1 m a 2 m, dejando un borde libre 50 cm.

3. En lo que respecta a la socavación en los puentes, el puente primero de mayo presenta problema de socavación en los estribos derecho muy elevado, posiblemente debido a una obtención no debida de la muestra de suelo, según el valor de  $D_{50}$ , proporcionado de la granulometría.

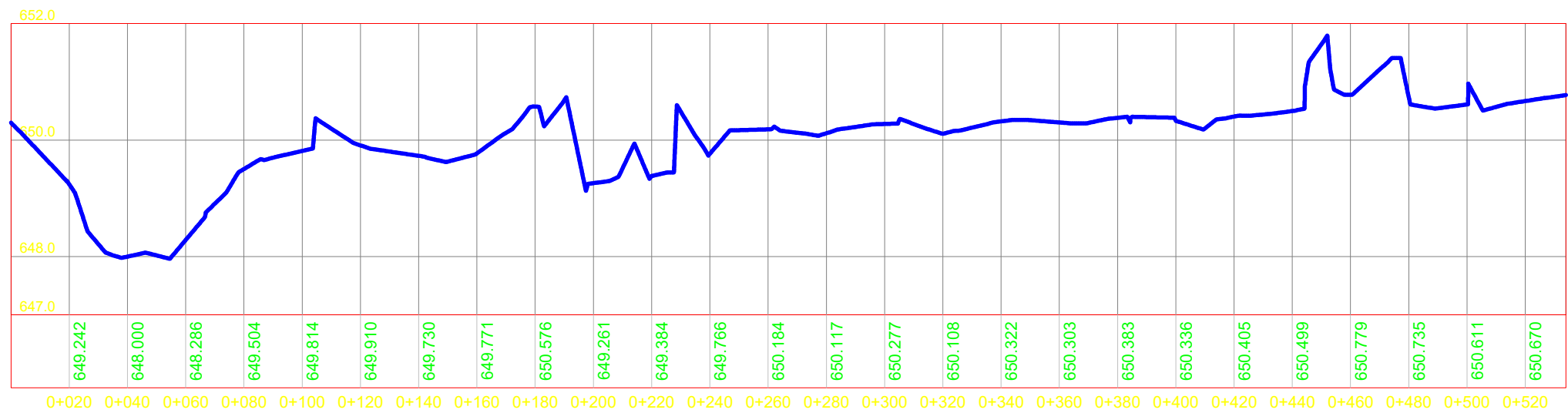
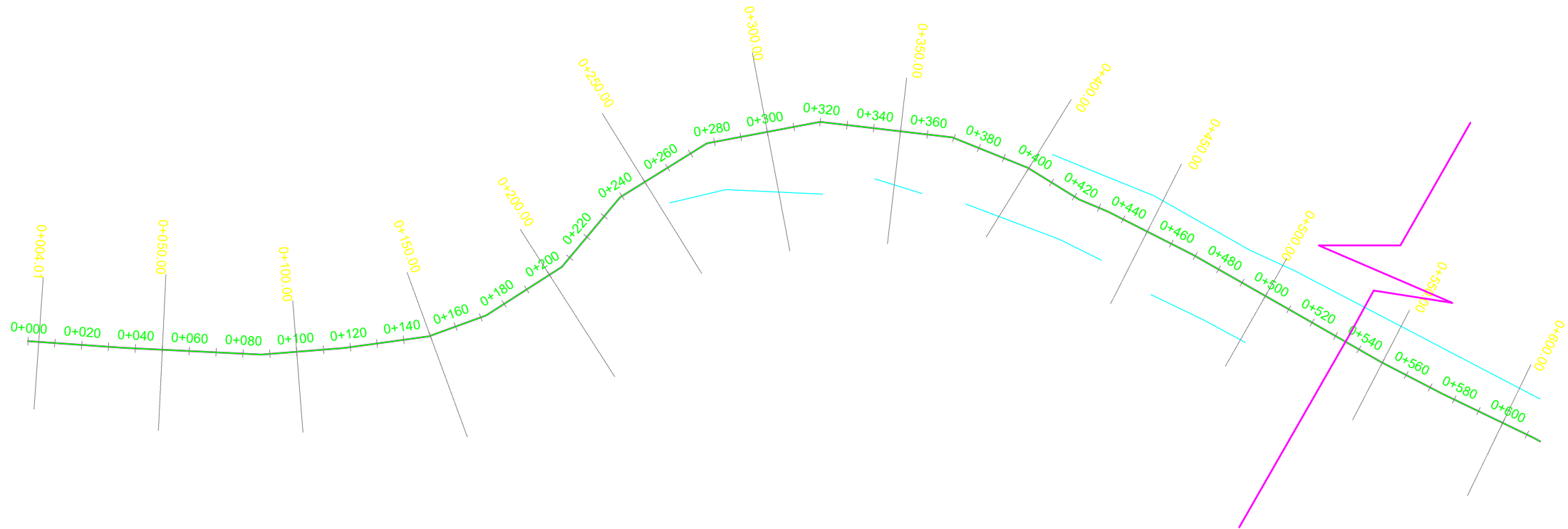
## **6.2. RECOMENDACIONES**

1. Para la instalación de los gaviones en las márgenes del río Grande Matagalpa se deberá hacer un análisis geotécnico y estructural para la revisión al volteo de estos.
2. Se deberá hacer un ordenamiento hidrológico (reforestación) de la cuenca para que esta se pueda catalogar como una cuenca semi permeable o permeable.
3. Se deberá hacer un análisis de ordenamiento territorial, para reubicar a la población asentada en la ribera del río Grande de Matagalpa en zonas más seguras.
4. Se deberá hacer una revisión de los análisis de suelo para valorar el  $D_{50}$ , de lo contrario se deberá hacerse una protección del estribo derecho del puente primero de mayo.

## **BIBLIOGRAFIA CONSULTADA**

1. Aparicio Mijares Francisco. Fundamentos de hidrología de superficie. Limusa, 1992.
2. Bent Horta Mercedes, Alonso Menéndez Julio. Hidrología. Editorial libros para la educación, 1979.
3. Escriba Bonafe Domingo. Hidráulica para ingeniero. Colección Obras hidráulicas. 1988.
4. French Richard H. Hidráulica de canales abierto. McGraw Hill, 1988.
5. Linsey Ray L, Franzini Joseph B. Ingeniería de los recursos hidráulicos. McGraw Hill, 1979.
6. Monsalve Sáenz German. Hidrología en la Ingeniería. Alfaomega, 1999.
7. V. Te Chow, Maidment David R, Mays Larry W. Hidrología aplicada. McGraw Hill, 1994.
8. V. Te Chow. Hidráulica de canales abierto. McGraw Hill, 1994.
9. Villon Bejar Máximo. Hec – HMS ejemplos. Instituto Tecnológico de Costa Rica. Max Soft. 2007.
10. Villon Bejar Máximo. Hidráulica de canales. Editorial tecnológica de Costa Rica. 1995.

## **ANEXOS**



TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL EST: 0+000 - 0+535

ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

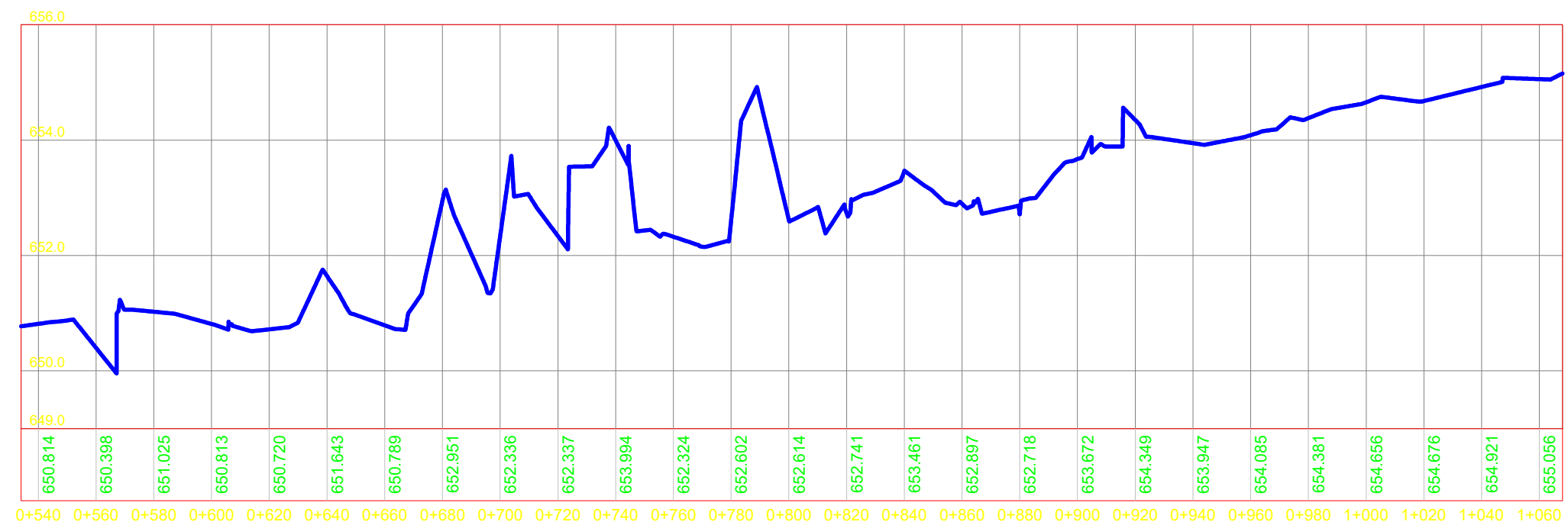
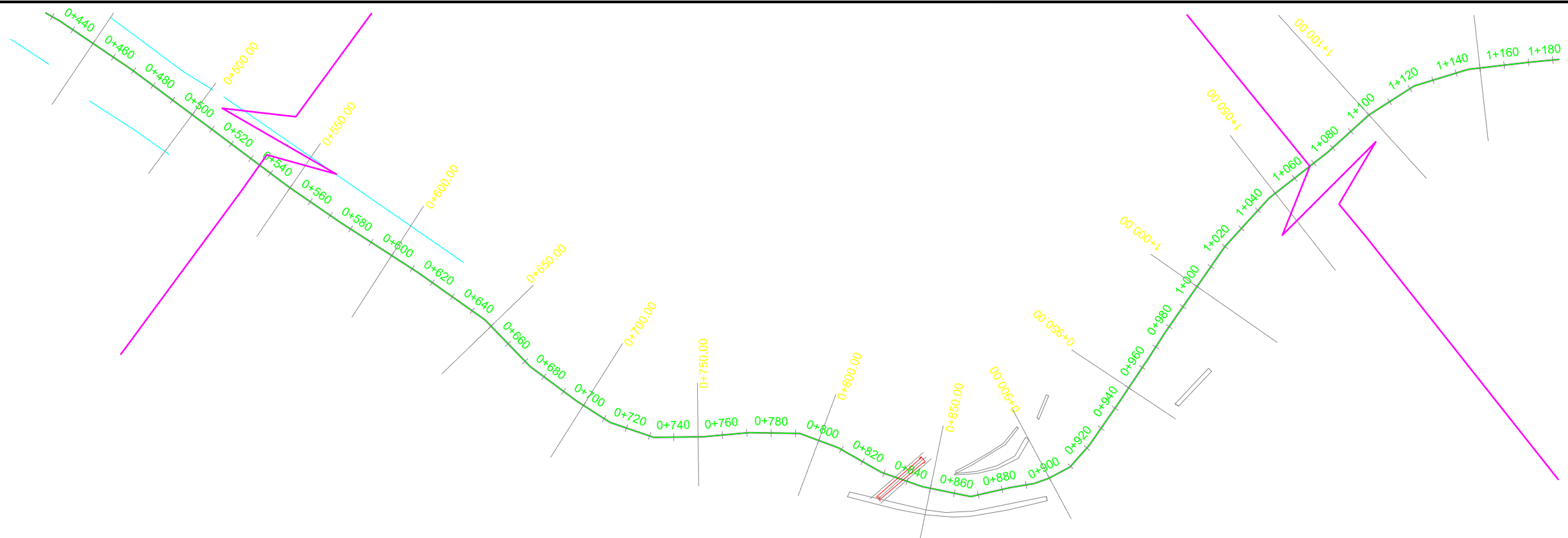
REVISOR: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

ESCALA: H. 1:2000  
V. 1:100

PLANO No: 01/20





**TESIS:**  
 EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA, CIUDAD DE MATAGALPA

**CONTENIDO:** PLANTA - PERFIL EST: 0+535 - 1+060

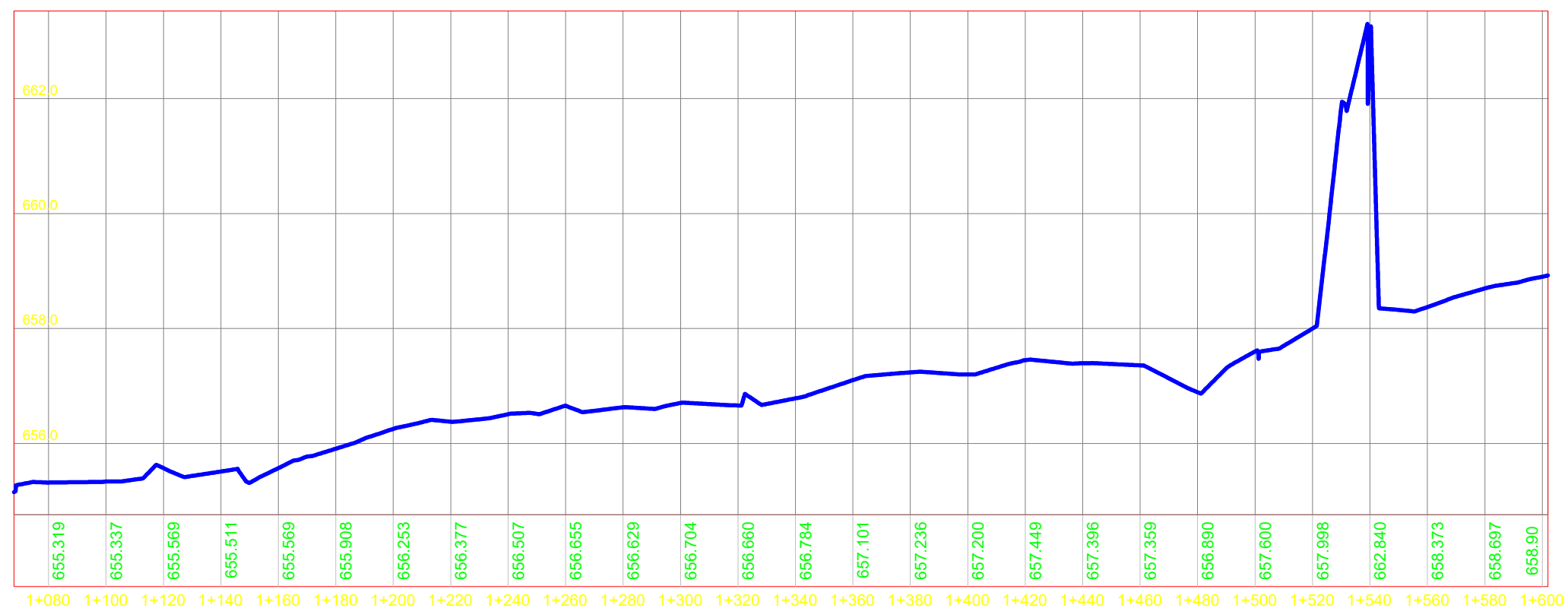
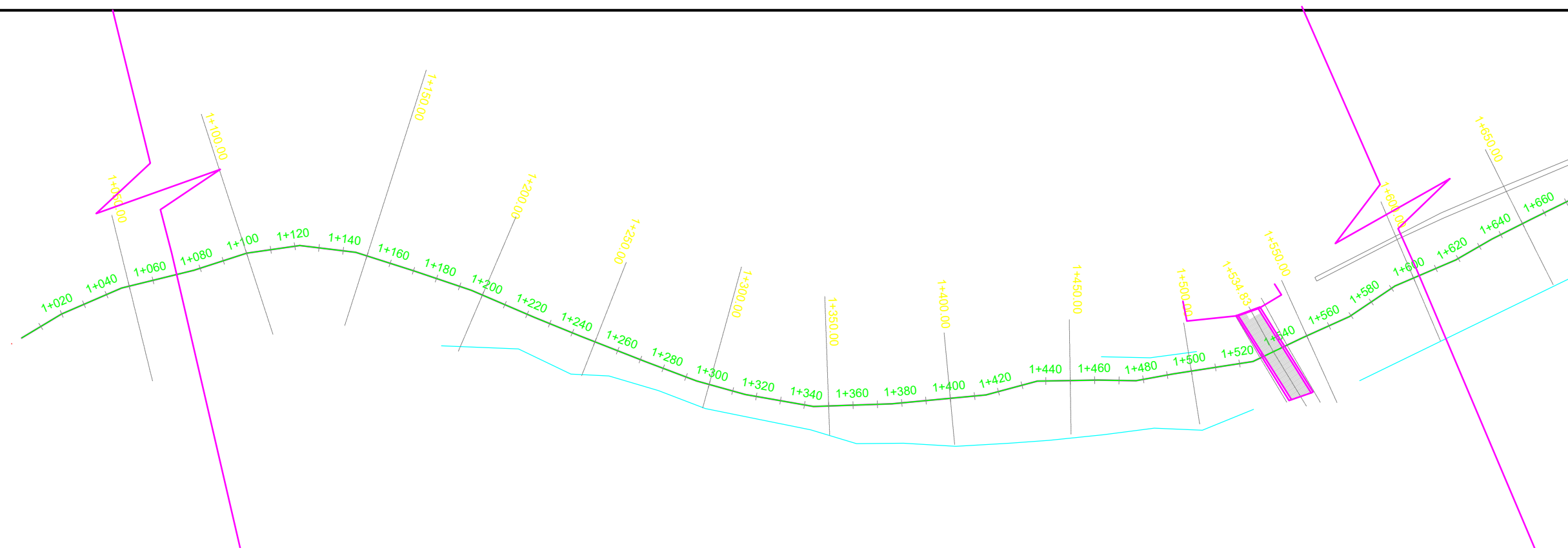
**ELABORADO POR:** ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
 ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

**REVISO:** MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

**FECHA:** OCTUBRE DEL 2018

**ESCALA:** H. 1:2000  
 V. 1:100

**PLANO No:** 02/20



**TESIS:**  
 EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
 DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
 EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
 CIUDAD DE MATAGALPA

**CONTENIDO:** PLANTA - PERFIL EST:1+060 - 1+600

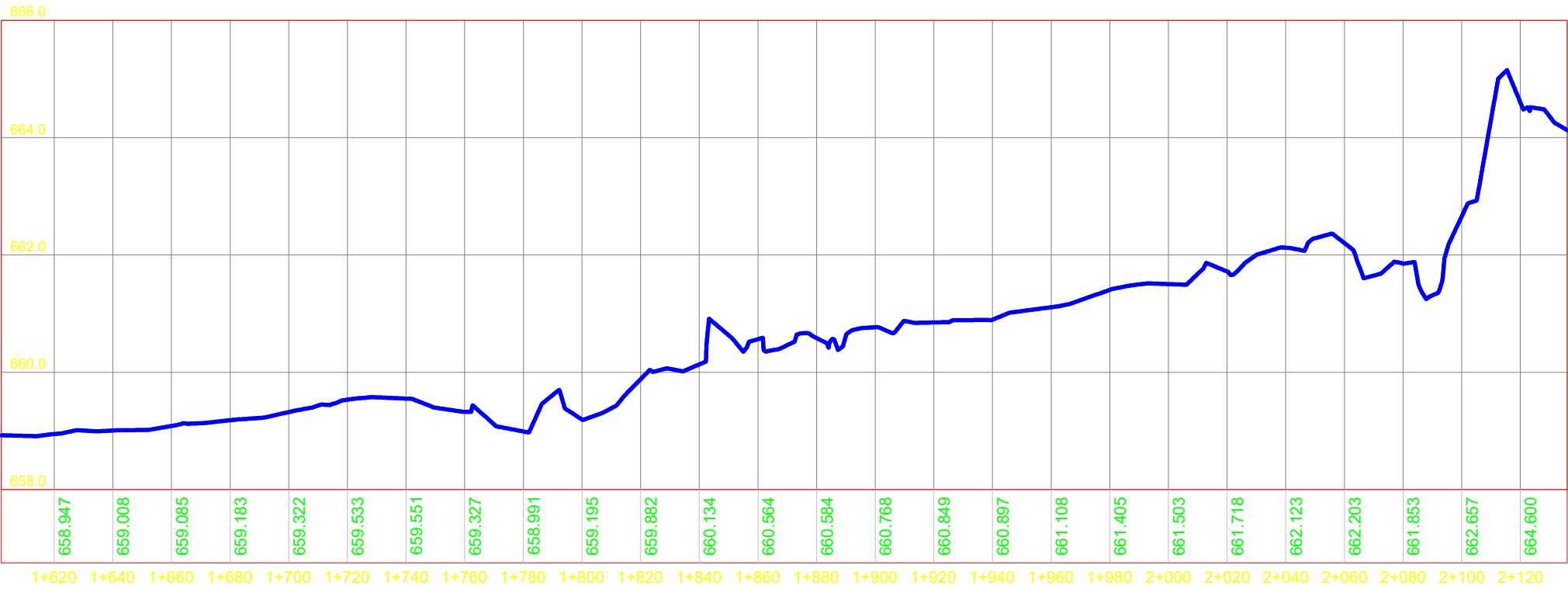
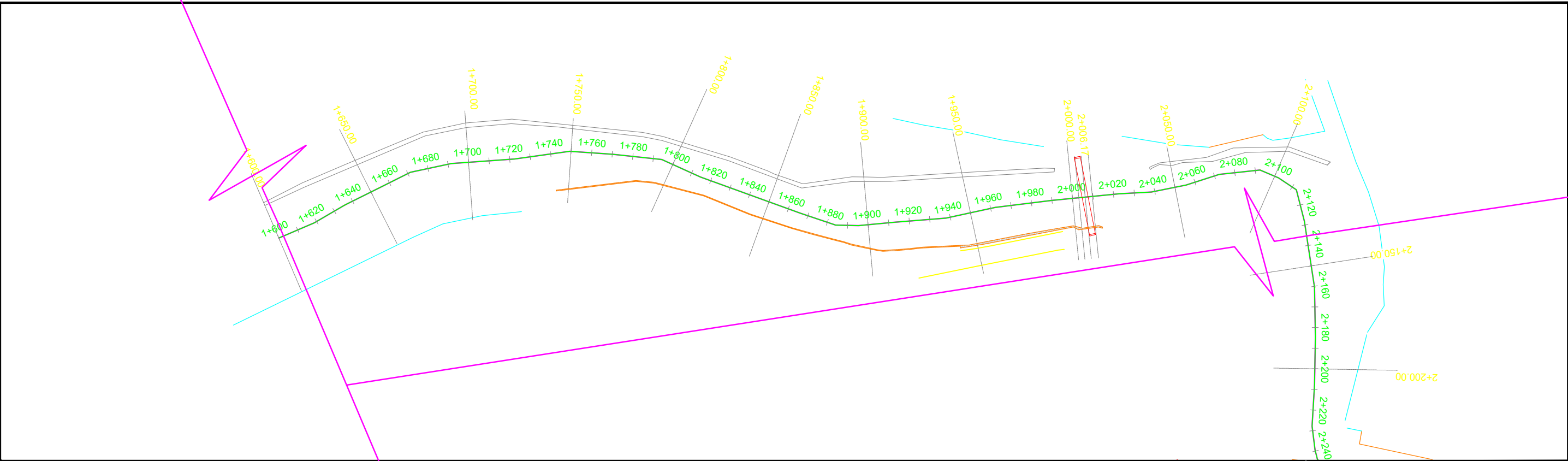
**ELABORADO POR:** ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
 ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

**REVISO:** MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

**FECHA:** OCTUBRE DEL 2018

**ESCALA:** H. 1:2000  
 V. 1:100

**PLANO No:** 03/20



TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL EST:1+600 - 2+130

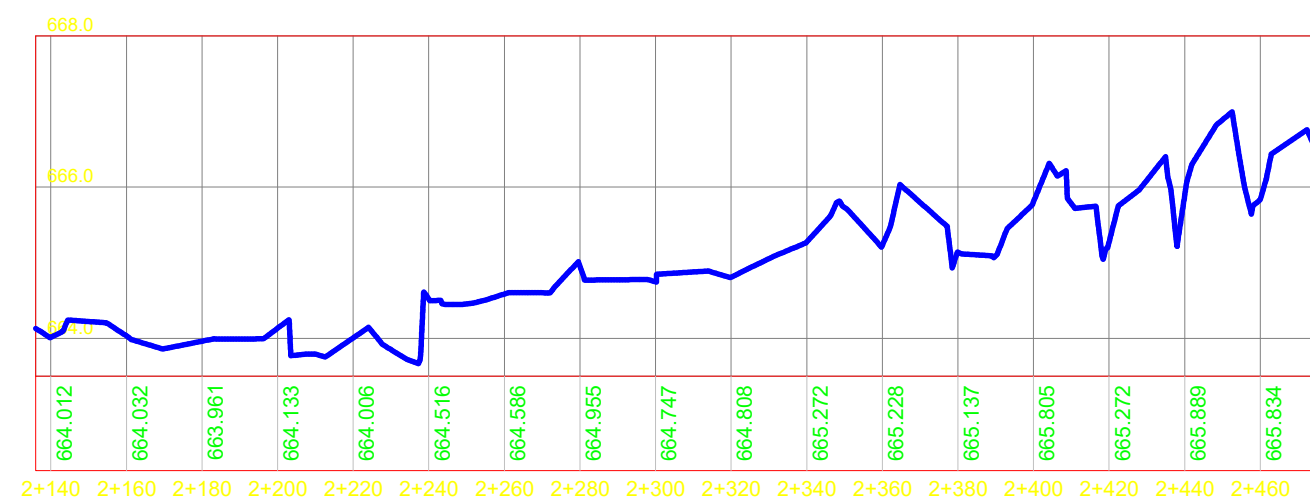
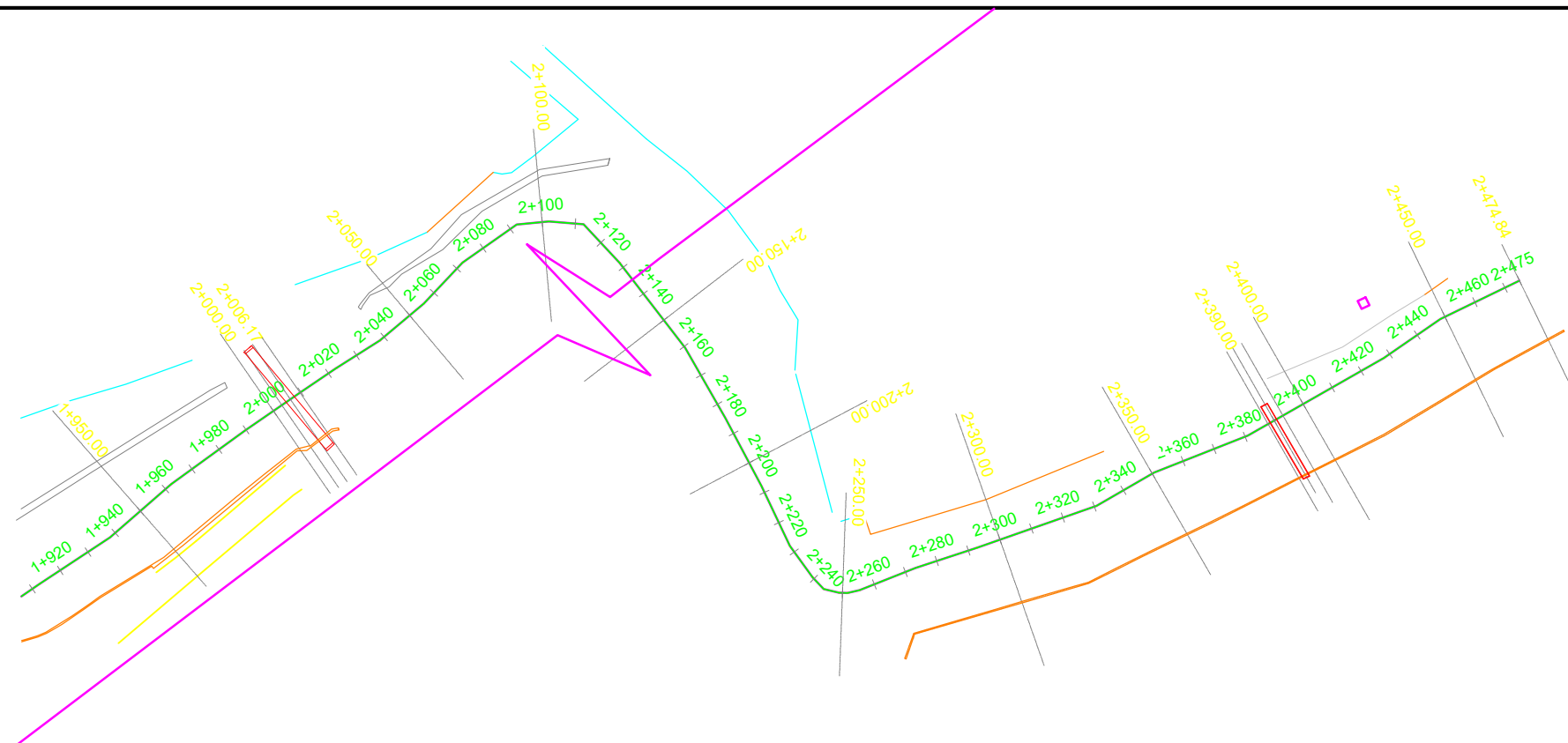
ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

REVISOR: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

ESCALA: H. 1:2000  
V. 1:100

PLANO No: 04/20



TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA, CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: PLANTA - PERFIL EST: 2+130 - 2+460

ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

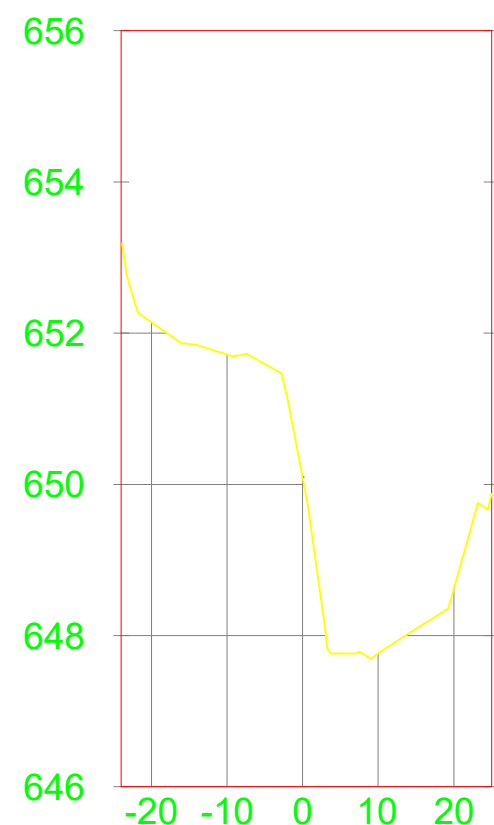
REVISO: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

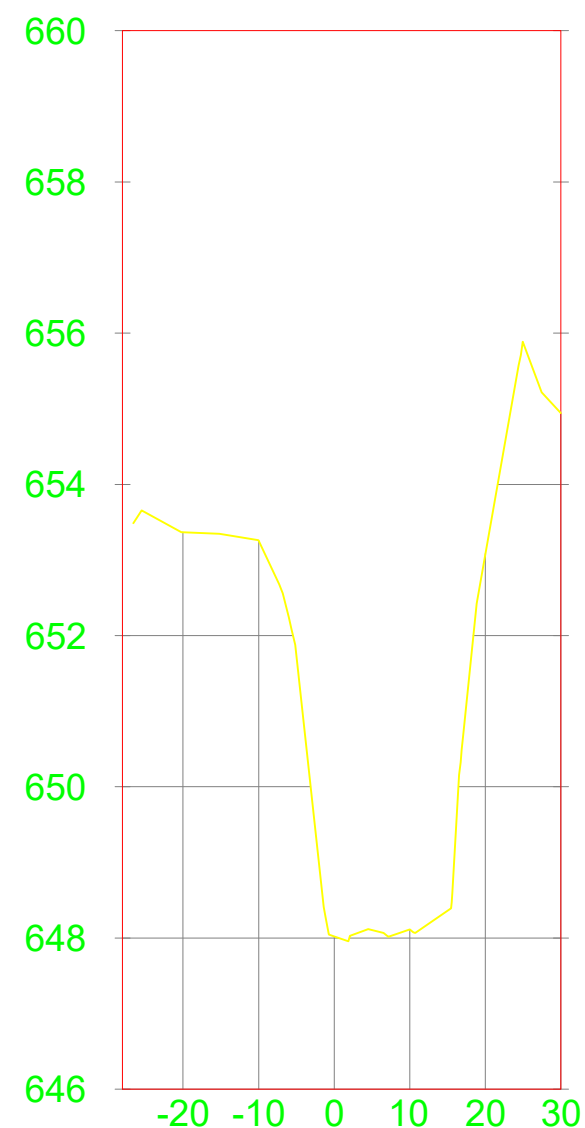
ESCALA: H. 1:2000  
V. 1:100

PLANO No: 05/20

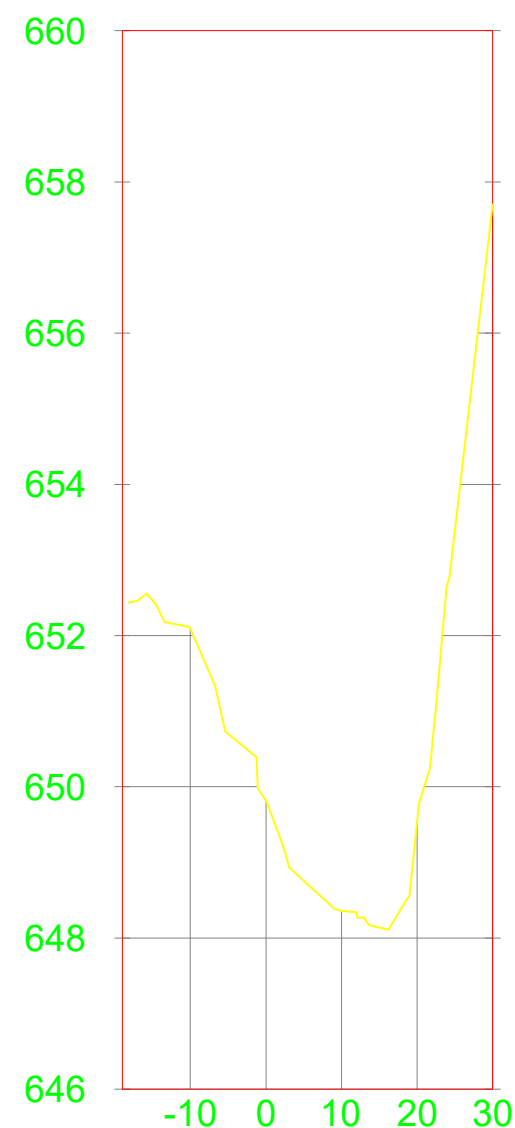
0+004.01



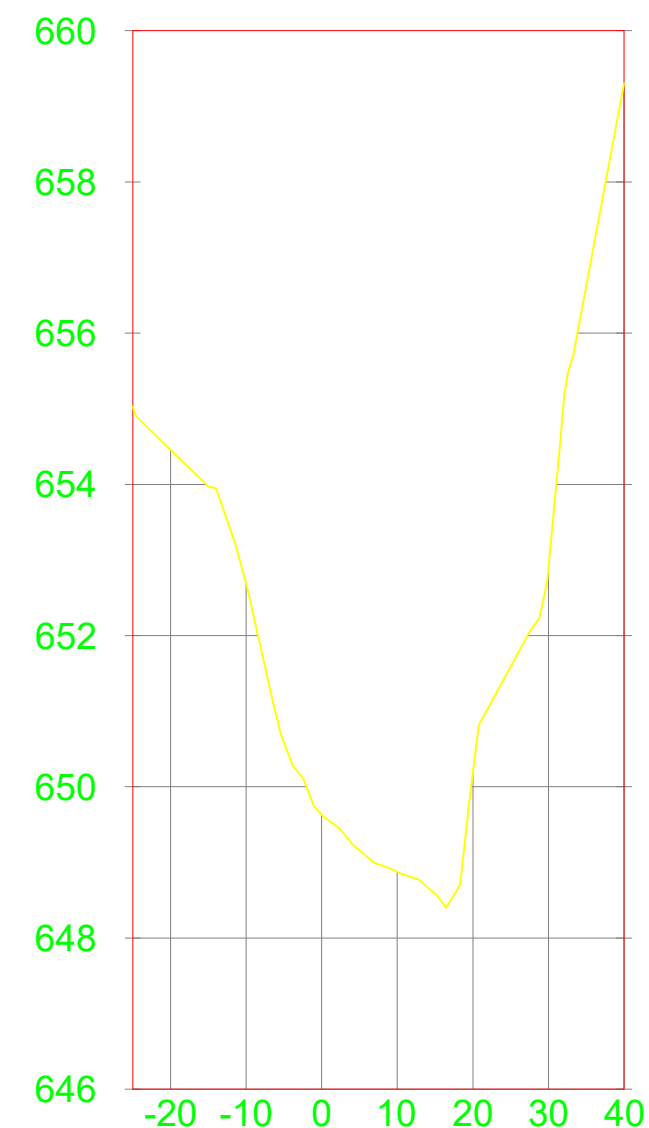
0+050.00



0+100.00



0+150.00



Líder en Ciencia y Tecnología

TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RGM, EST: 0+004 - 0+150

ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

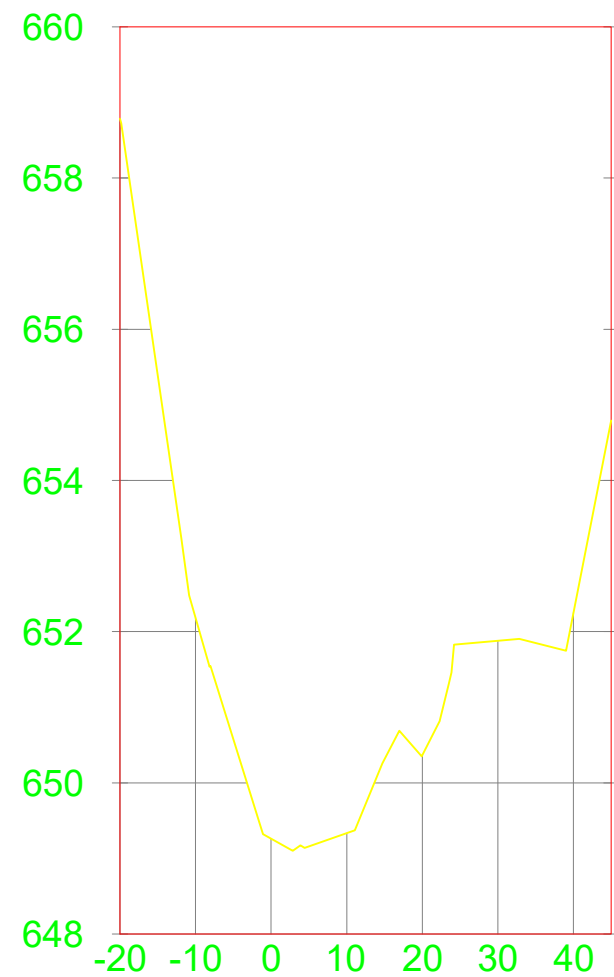
REVISO: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

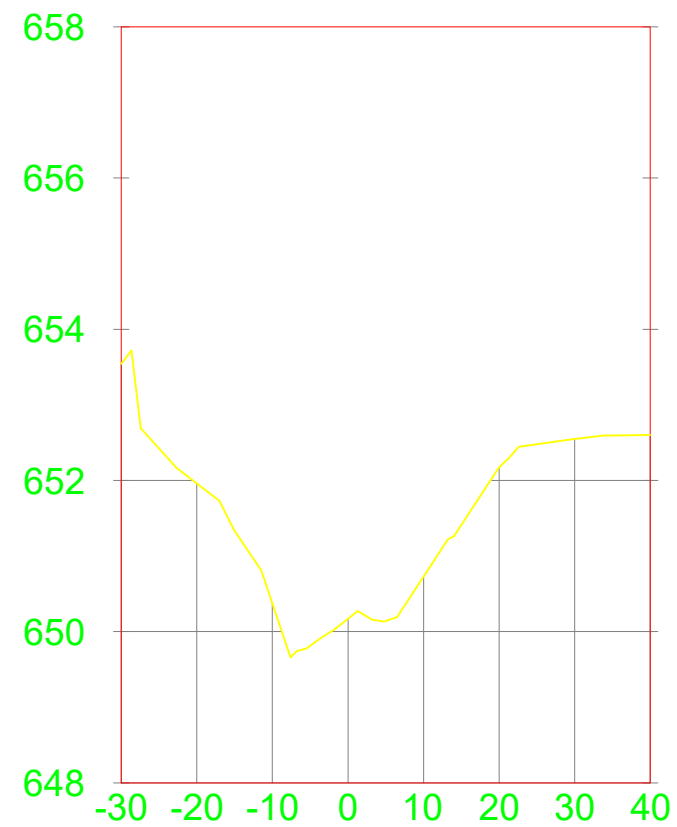
ESCALA: H. 1:1000  
V. 1:100

PLANO No: 06/20

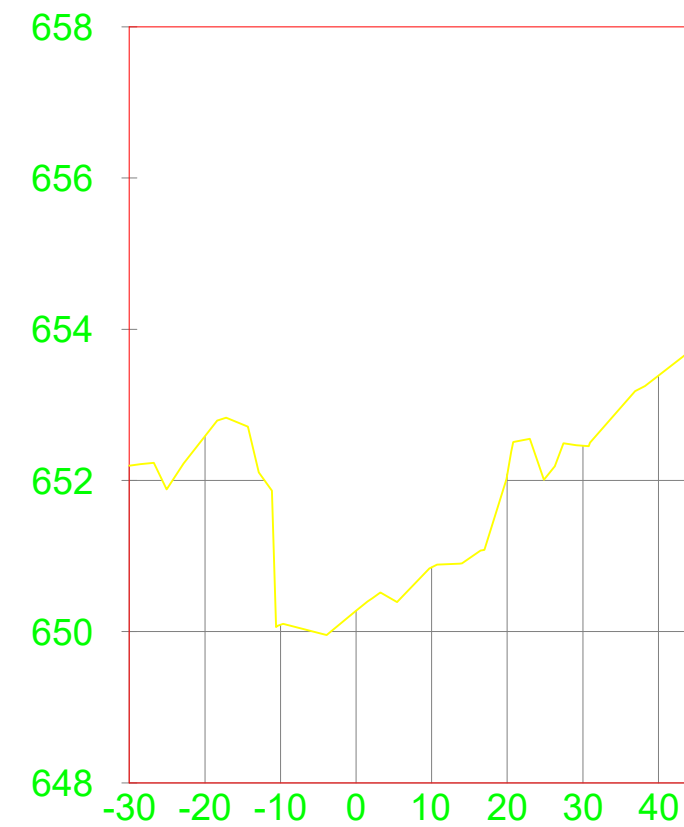
0+200.00



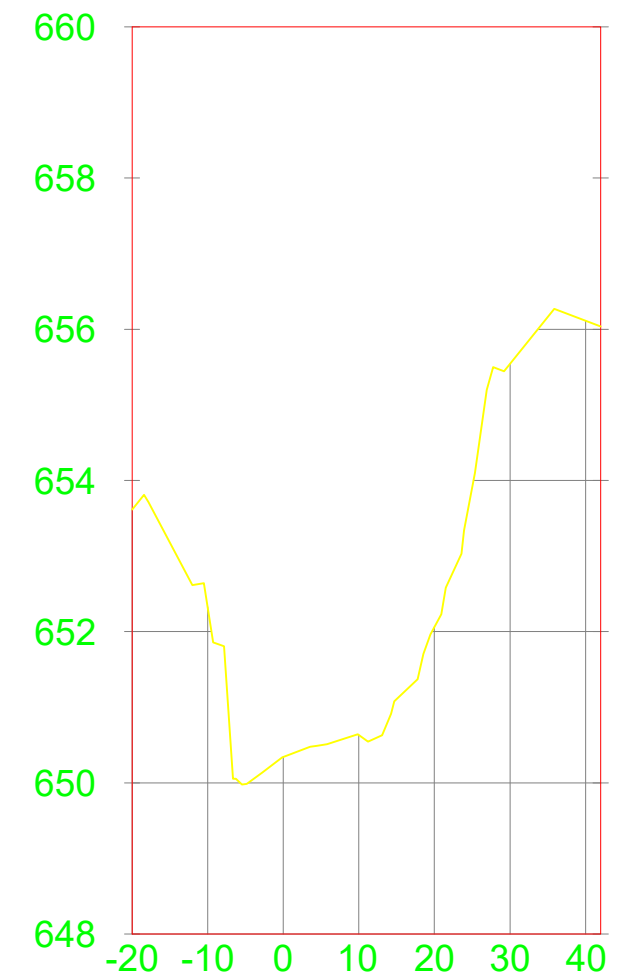
0+250.00



0+300.00



0+350.00



TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RGM, EST: 0+200 - 0+350

ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

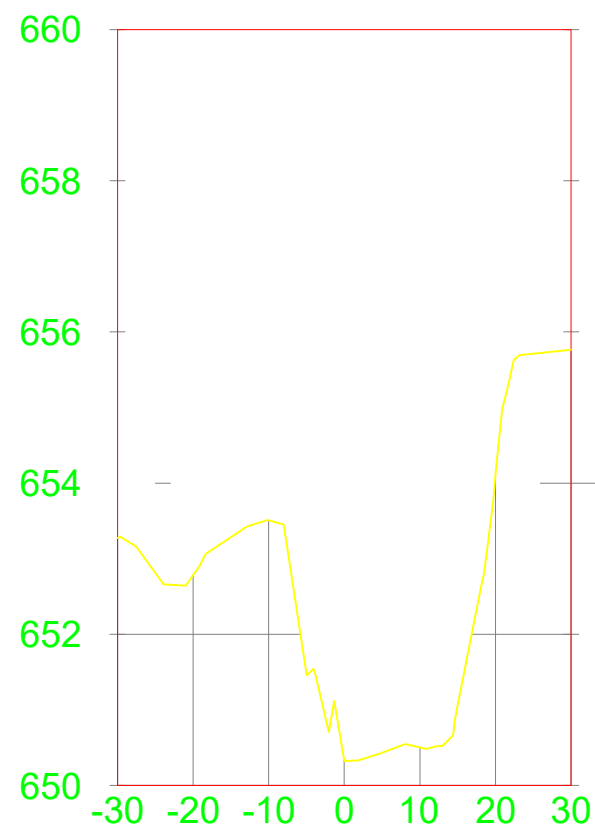
REVISOR: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

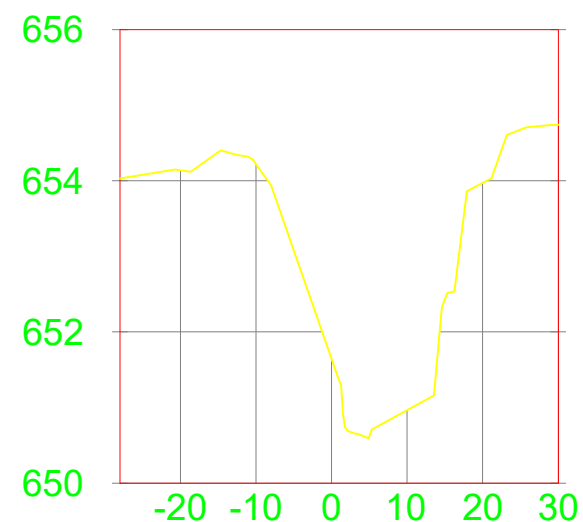
ESCALA: H. 1:1000  
V. 1:100

PLANO No: 07/20

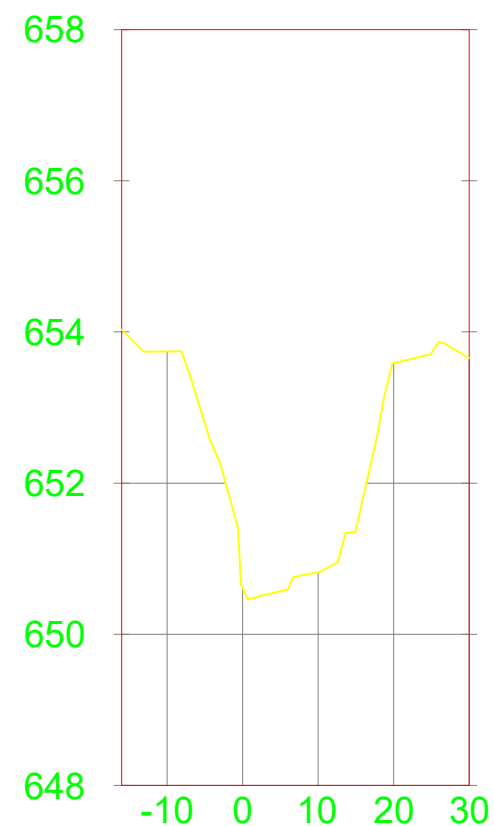
0+400.00



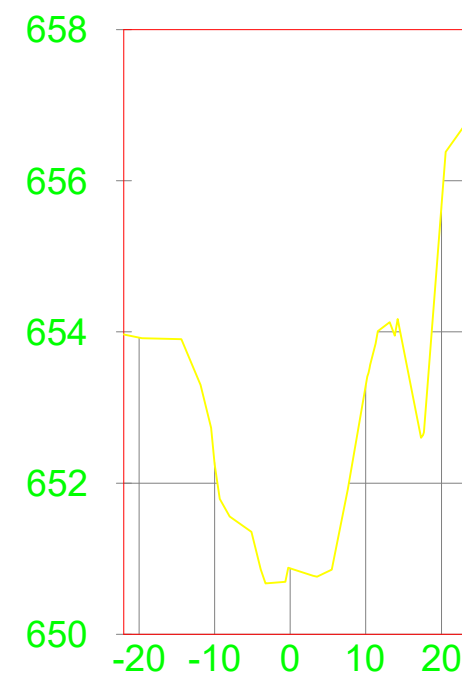
0+450.00



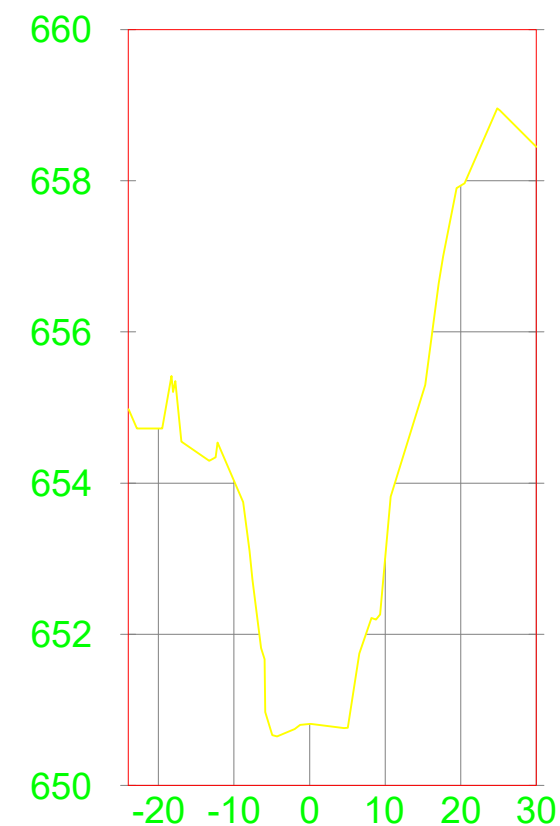
0+500.00



0+550.00



0+600.00



TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RGM, EST: 0+400 - 0+600

ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

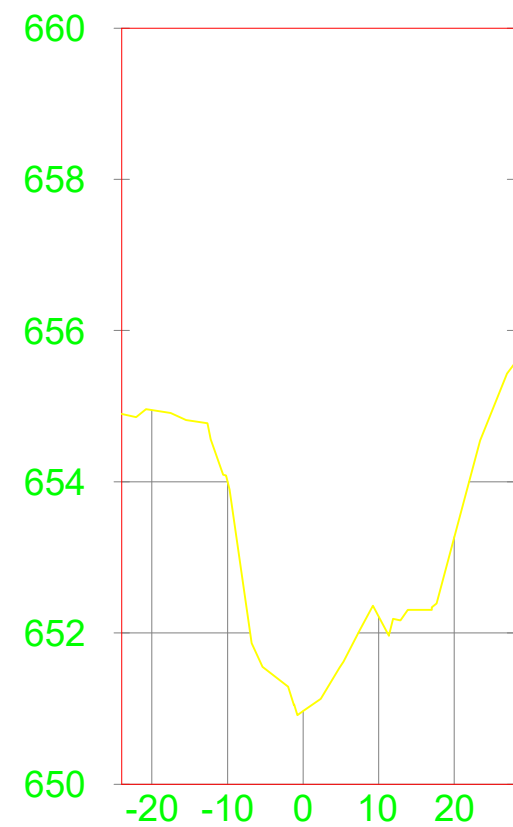
REVISOR: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

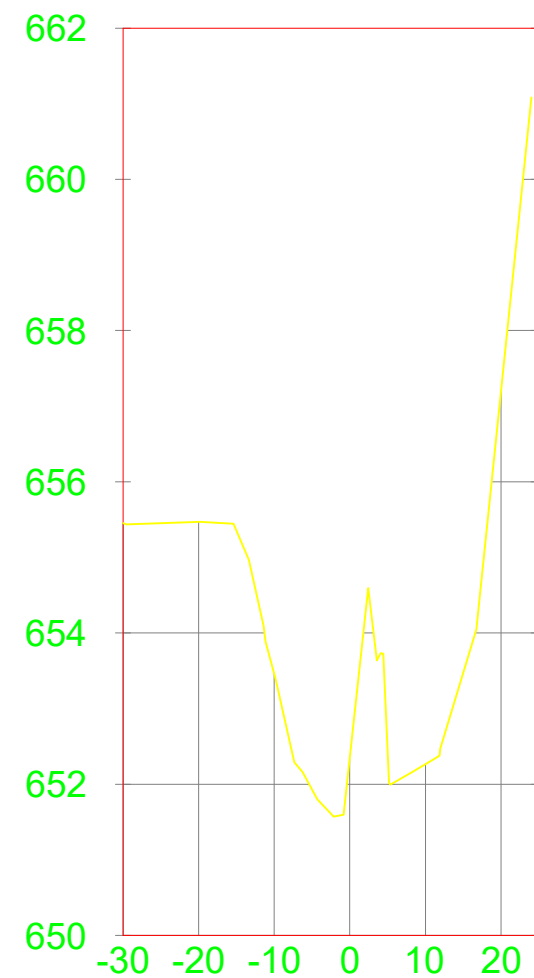
ESCALA: H. 1:1000  
V. 1:100

PLANO No: 08/20

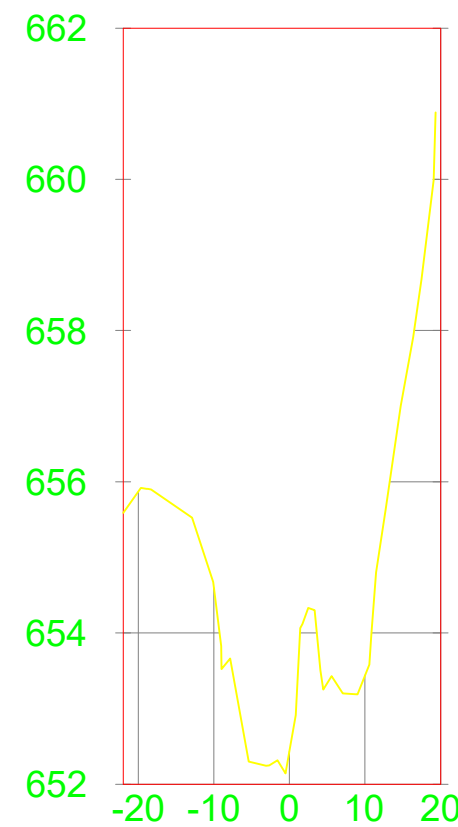
0+650.00



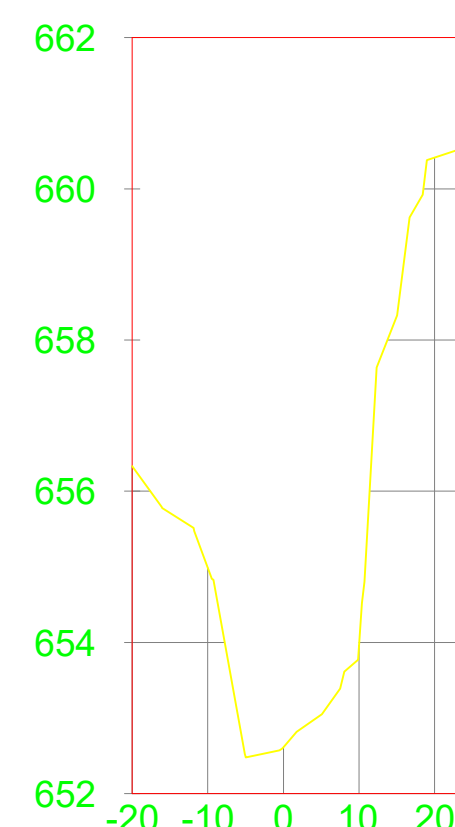
0+700.00



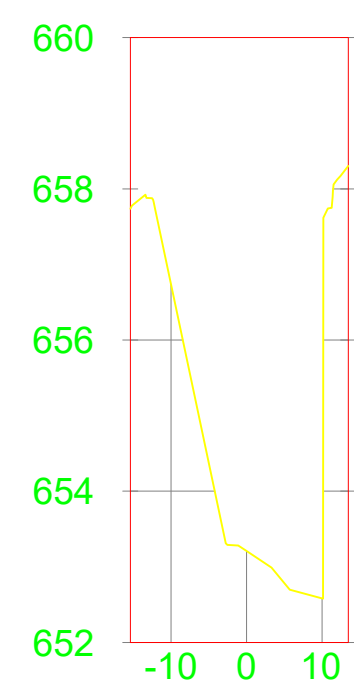
0+750.00



0+800.00



0+834.79



TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RGM, EST: 0+650 - 0+834.79

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

ESCALA: H. 1:1000  
V. 1:100

REVISO: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

PLANO No: 09/20



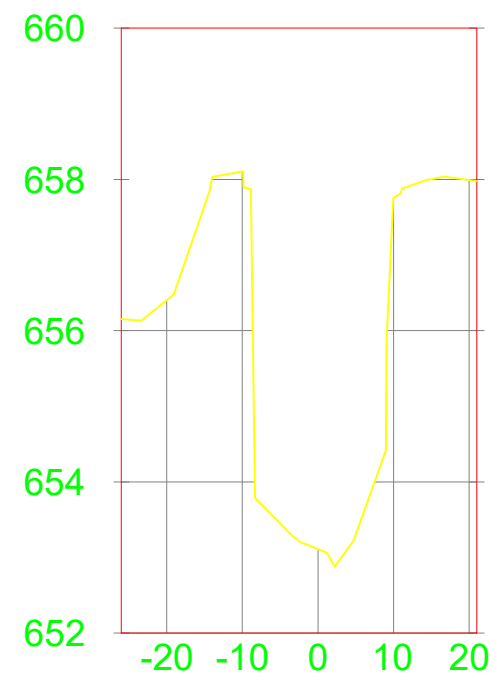
0+837.10



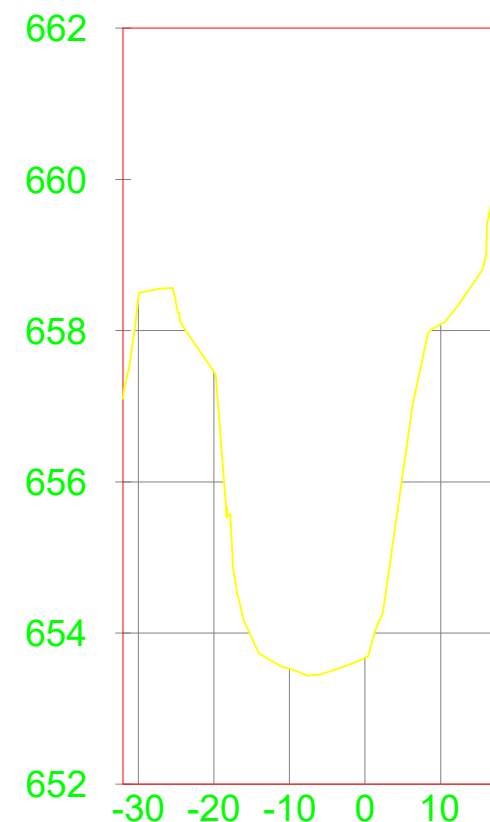
0+839.50



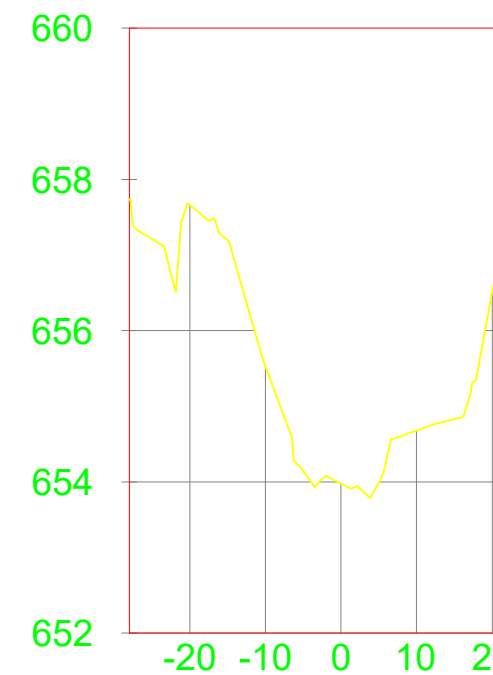
0+850.00



0+900.00



0+950.00



Líder en Ciencia y Tecnología

TESIS:

EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA, CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RGM, EST: 0+837.1 - 0+900

ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

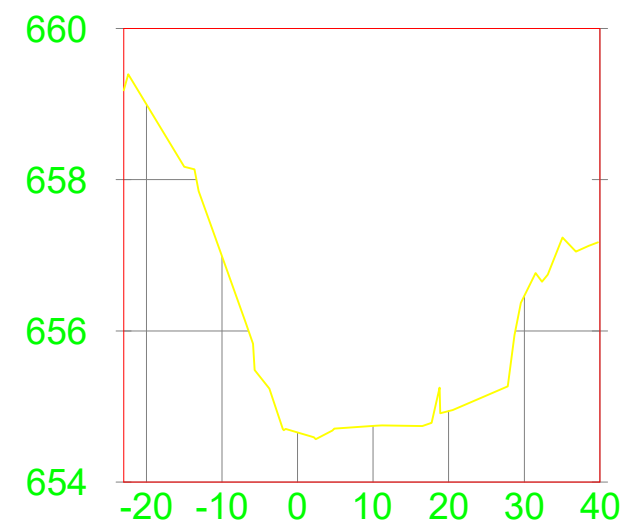
REVISO: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

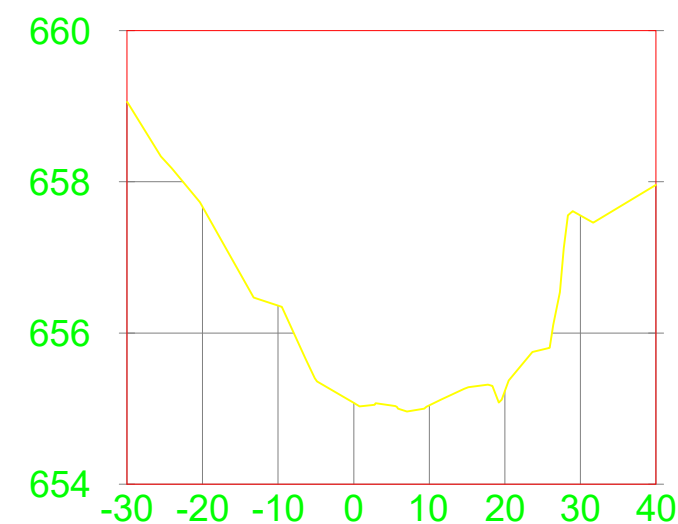
ESCALA: H. 1:1000  
V. 1:100

PLANO No: 10/20

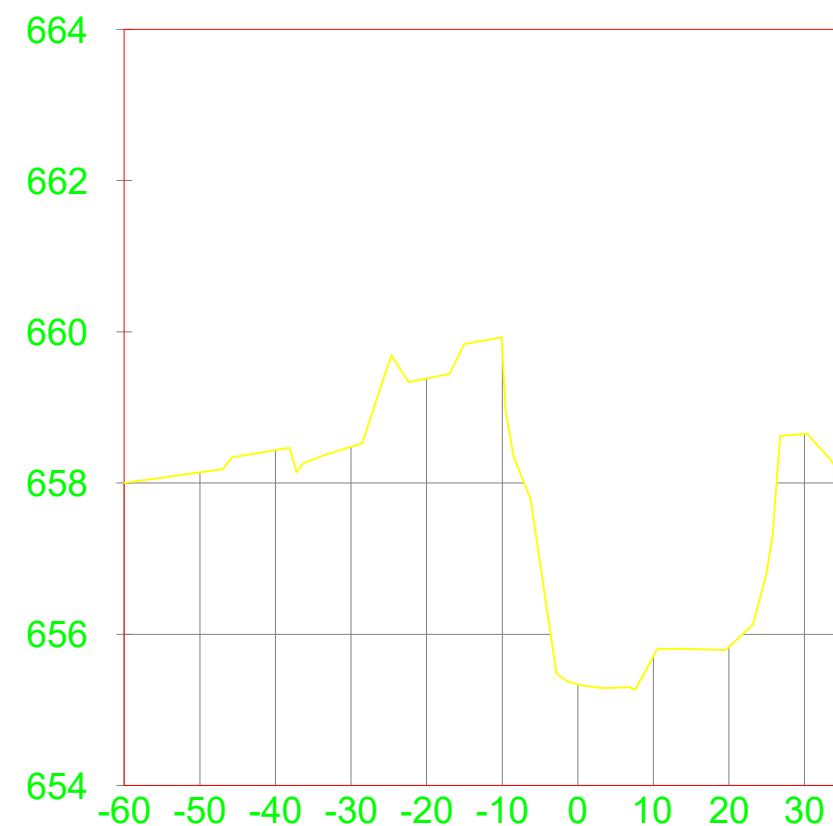
1+000.00



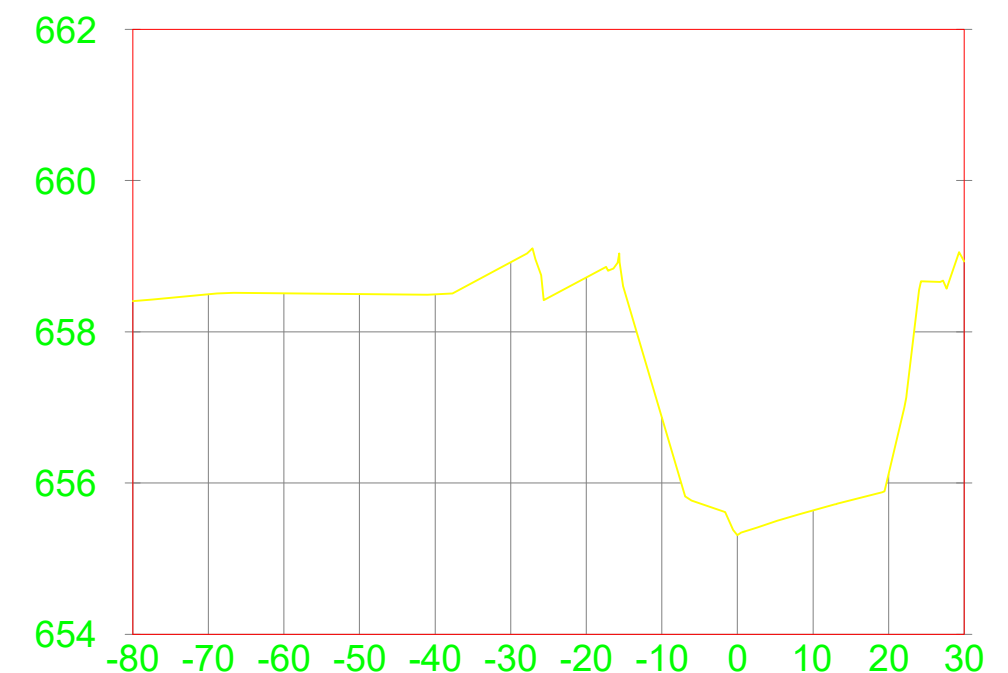
1+050.00



1+100.00



1+150.00



Líder en Ciencia y Tecnología

TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RGM, EST: 1+000 - 1+150

ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

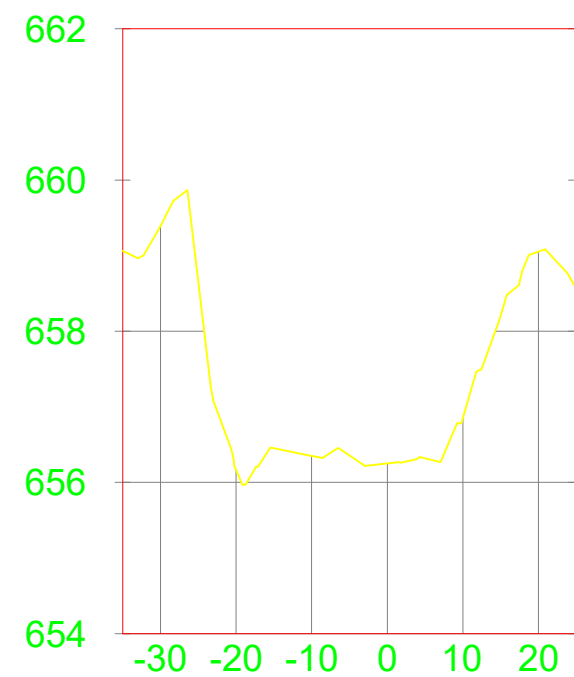
REVISOR: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

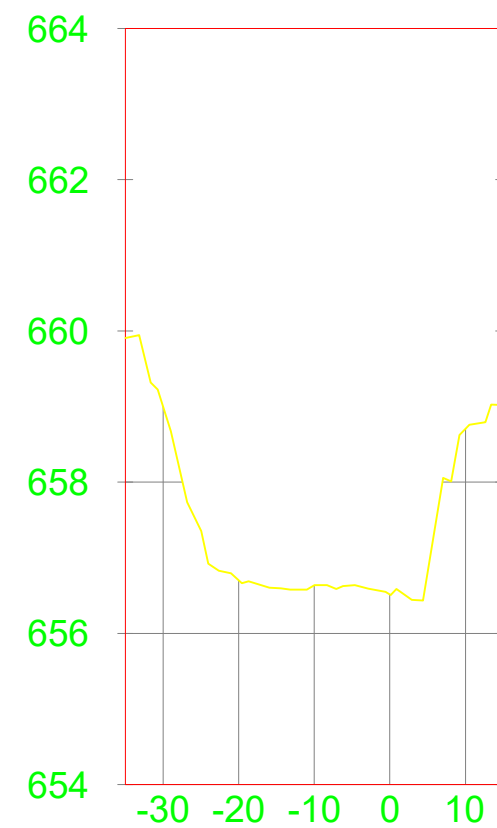
ESCALA: H. 1:1000  
V. 1:100

PLANO No: 11/20

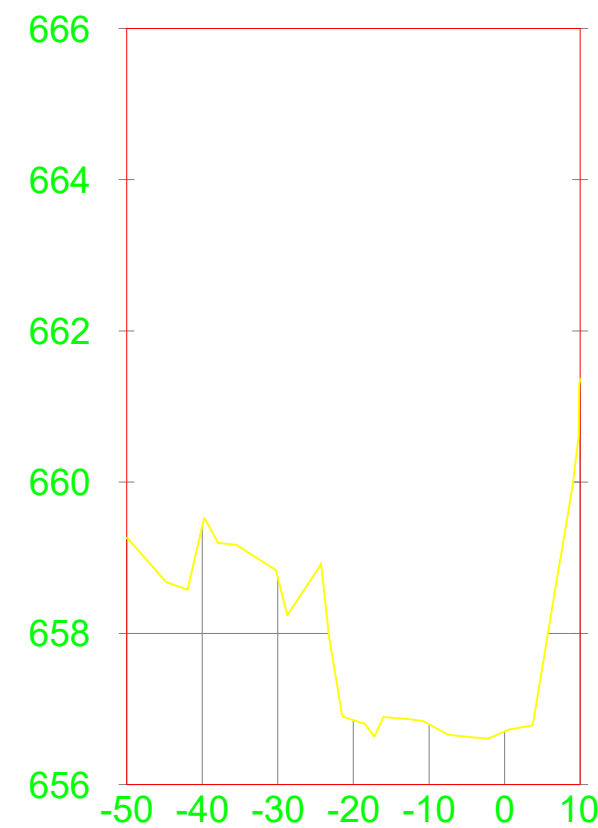
1+200.00



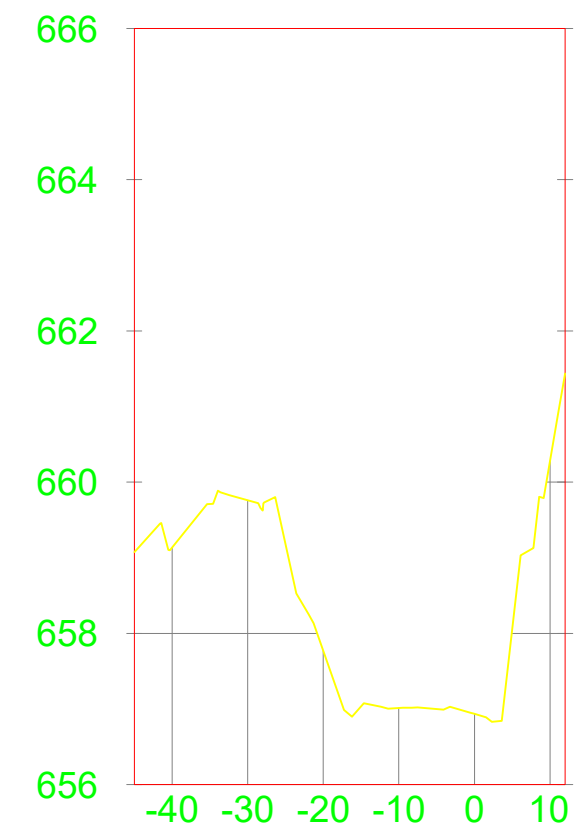
1+250.00



1+300.00



1+350.00



TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RGM, EST: 1+200 - 1+350

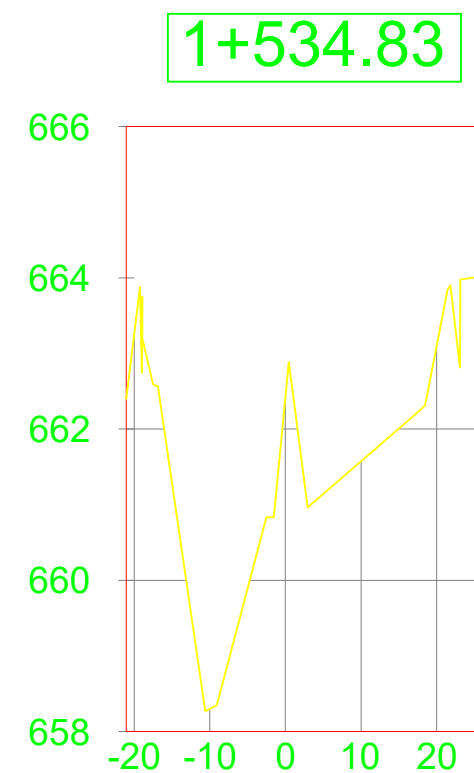
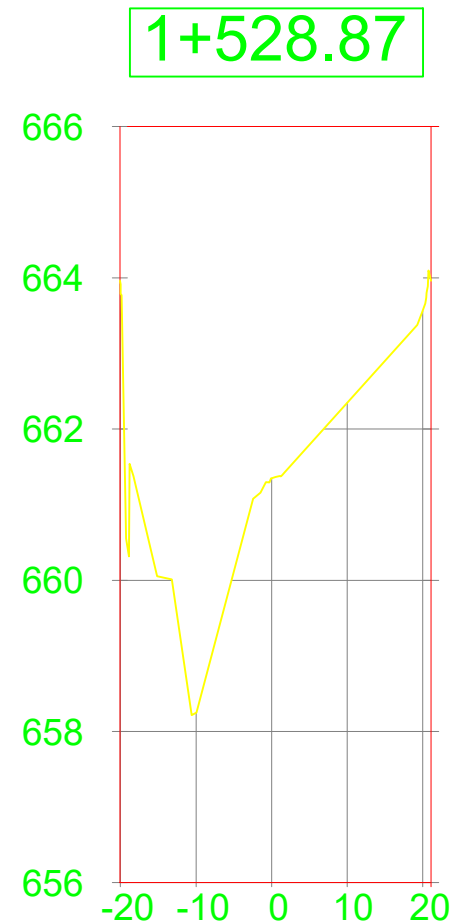
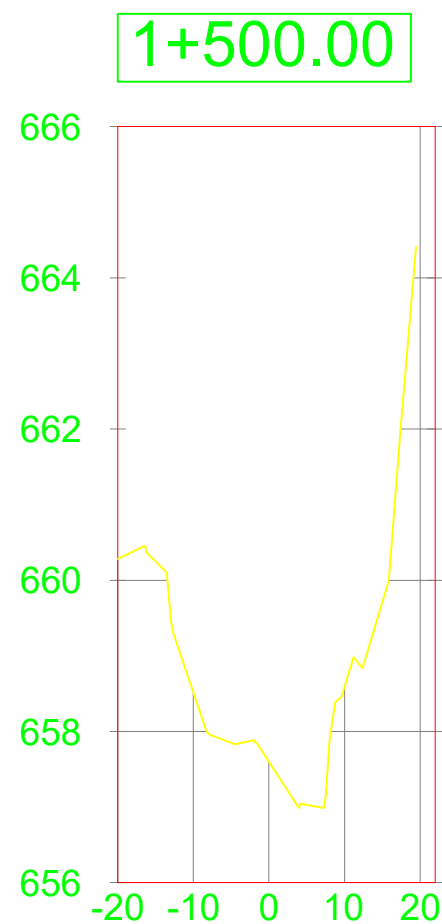
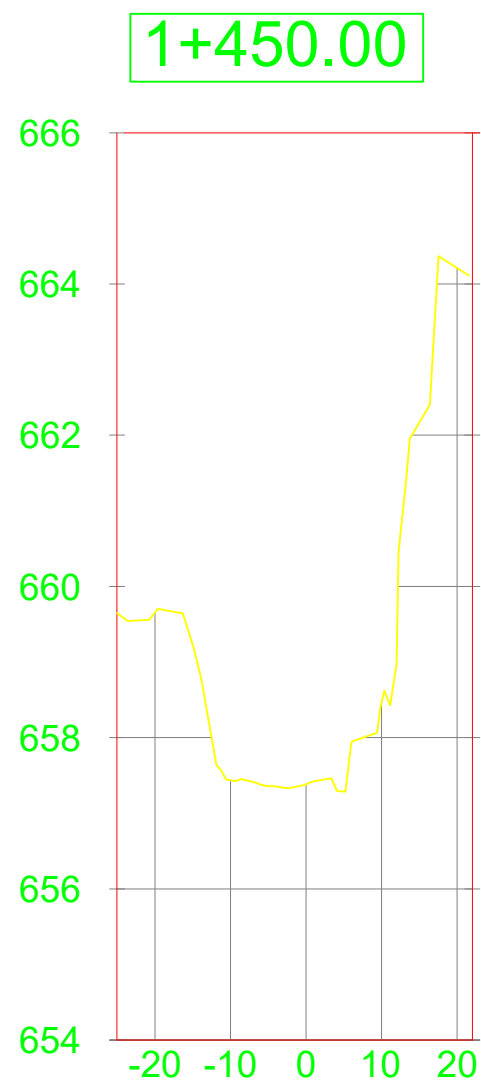
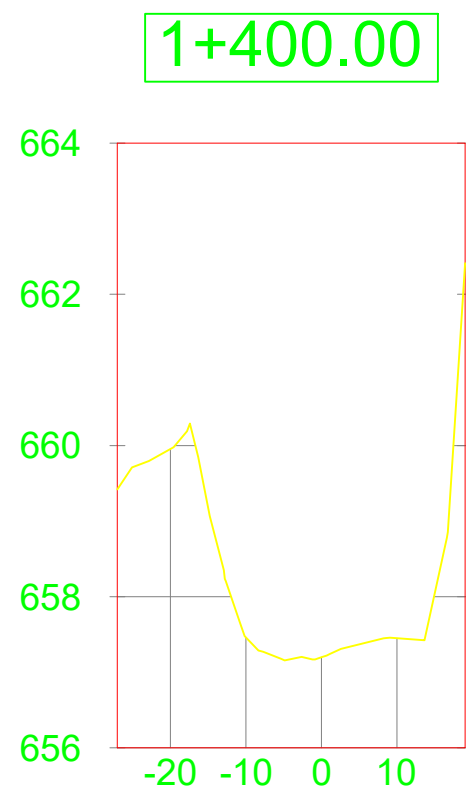
ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

REVISOR: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

ESCALA: H. 1:1000  
V. 1:100

PLANO No: 12/20



TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RGM, EST: 1+400 - 1+534.83

ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

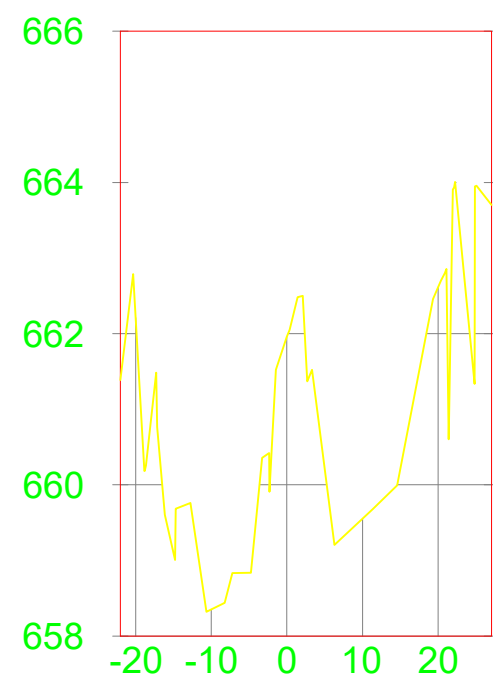
REVISO: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

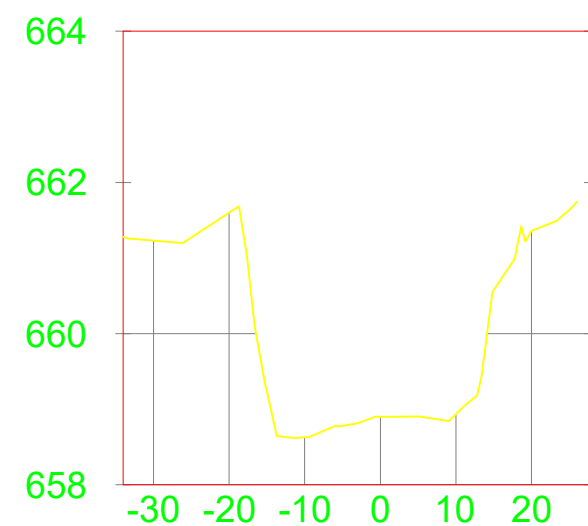
ESCALA: H. 1:1000  
V. 1:100

PLANO No: 13/20

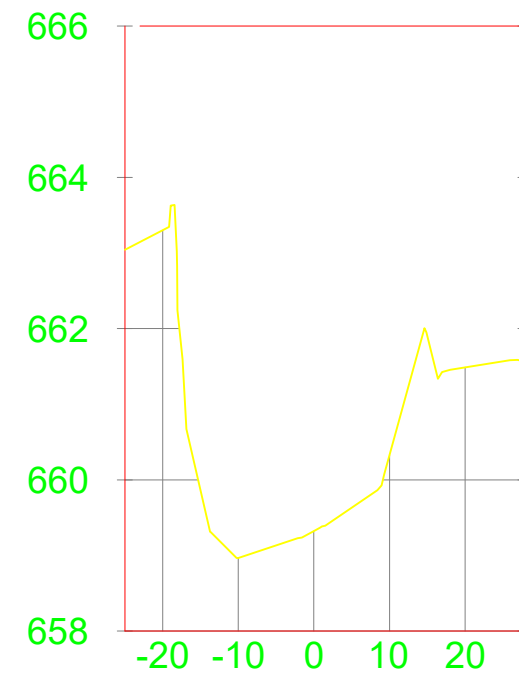
1+541.07



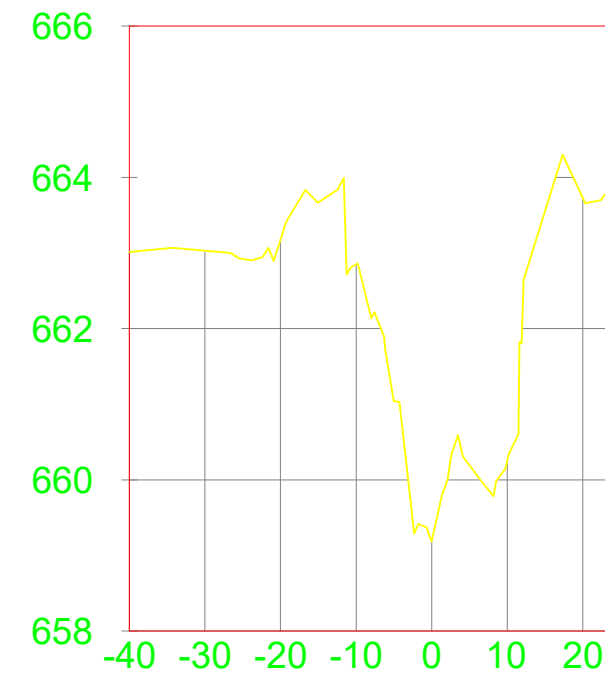
1+600.00



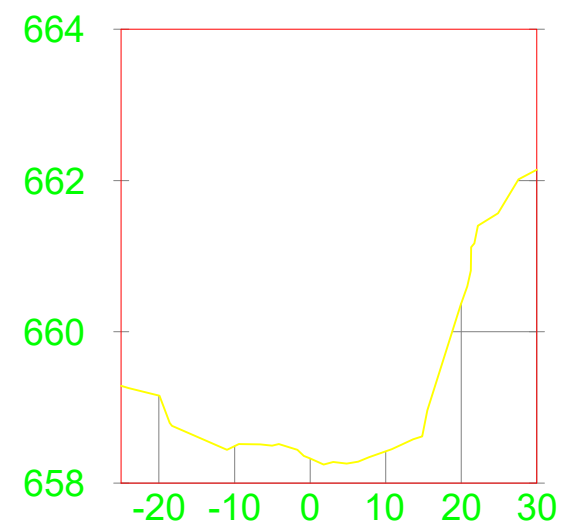
1+700.00



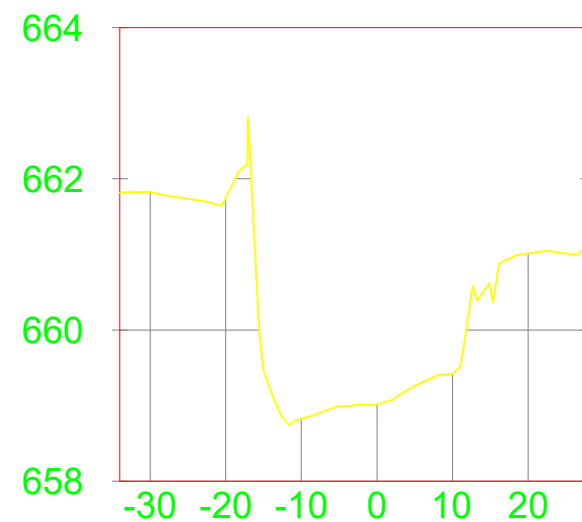
1+800.00



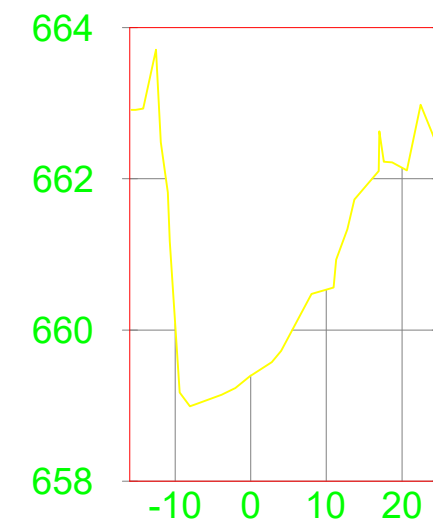
1+550.00



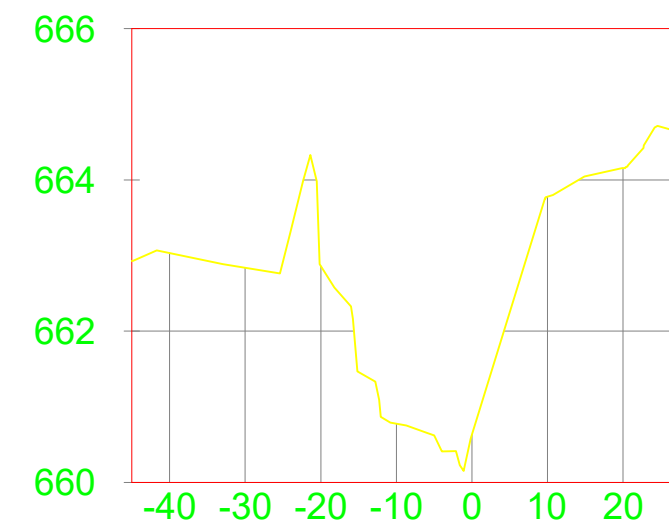
1+650.00



1+750.00



1+850.00



TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RGM, EST: 1+541.07 - 1+850

ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

REVISOR: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

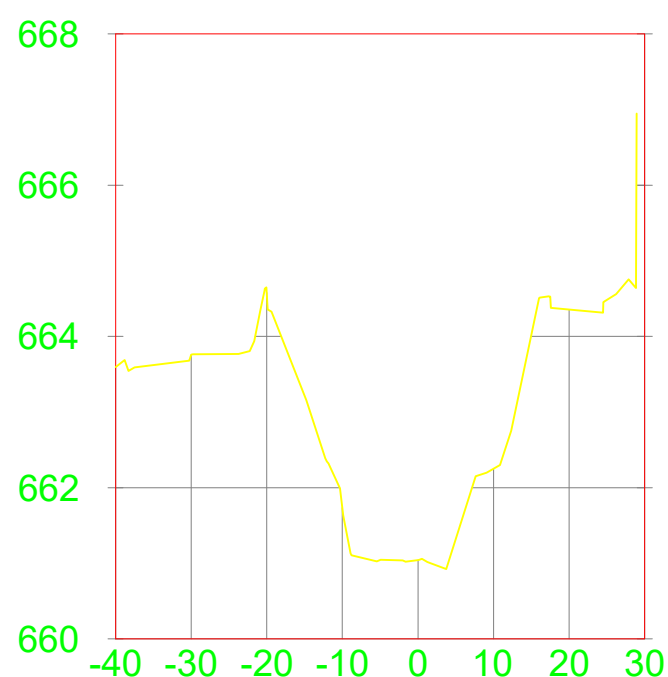
ESCALA: H. 1:1000  
V. 1:100

PLANO No: 14/20

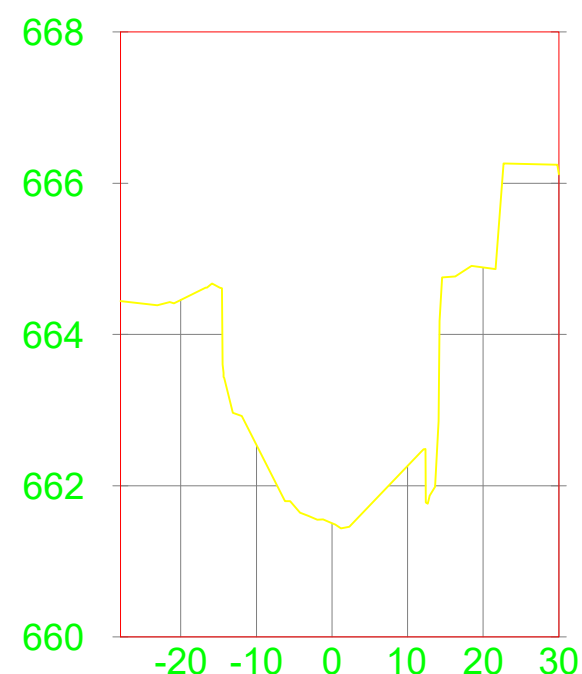
1+900.00



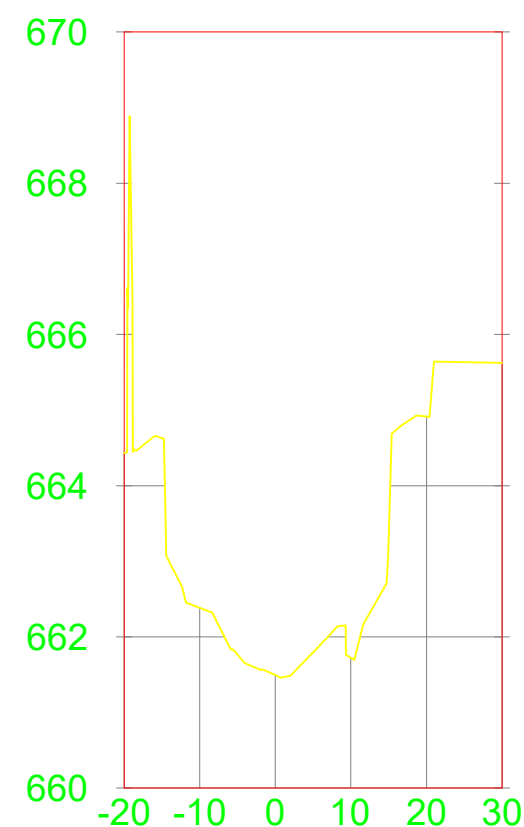
1+950.00



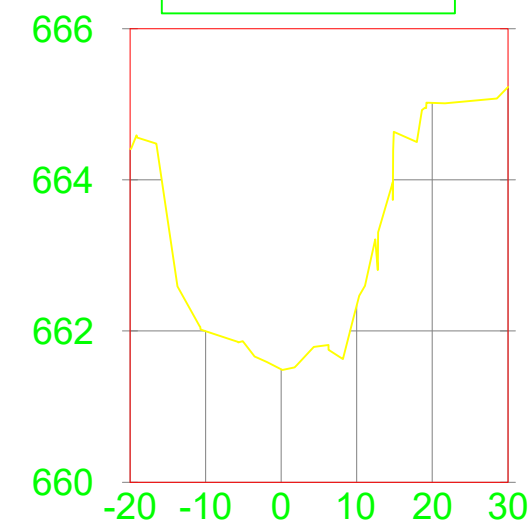
2+000.00



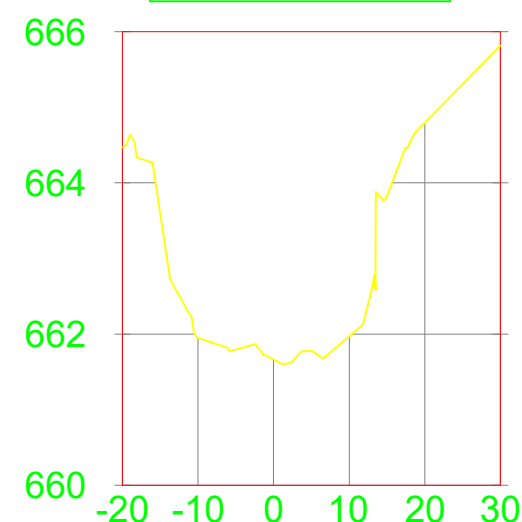
2+003.07



2+006.17



2+009.68



TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RGM, EST: 1+900 - 2+009.68

ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

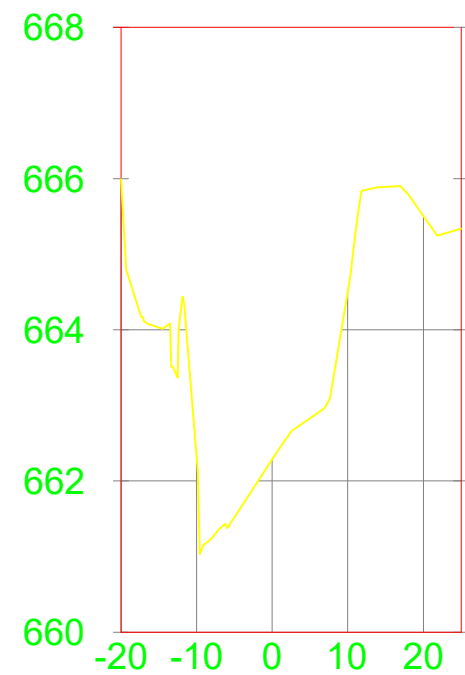
REVISOR: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

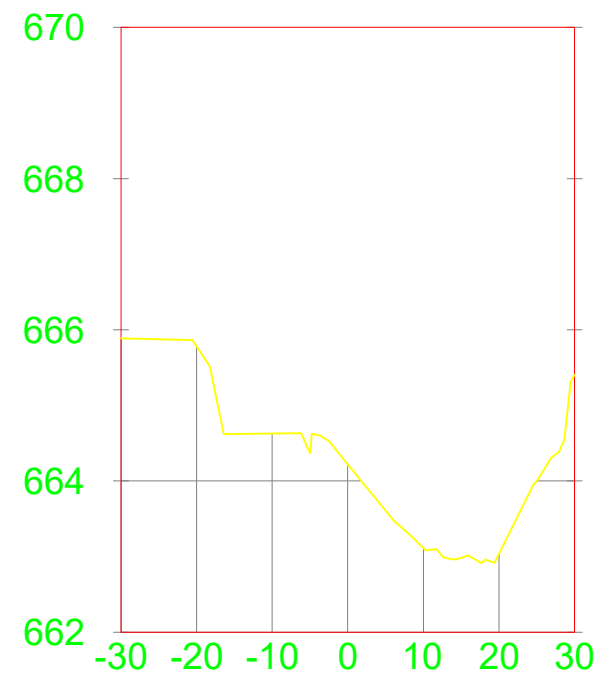
ESCALA: H. 1:1000  
V. 1:100

PLANO No: 15/20

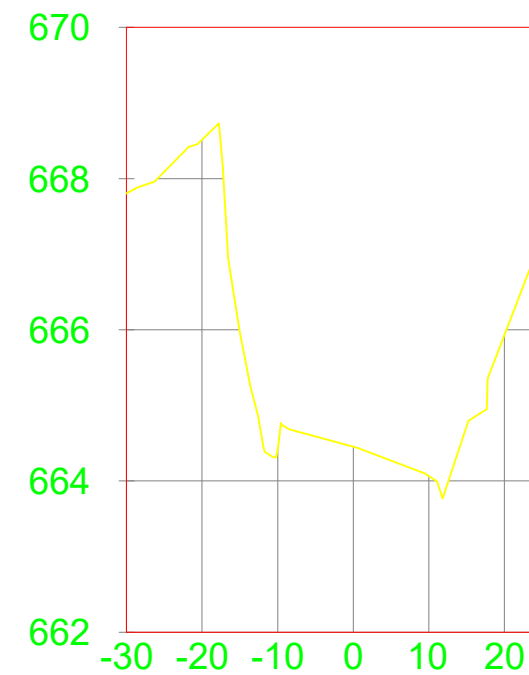
2+050.00



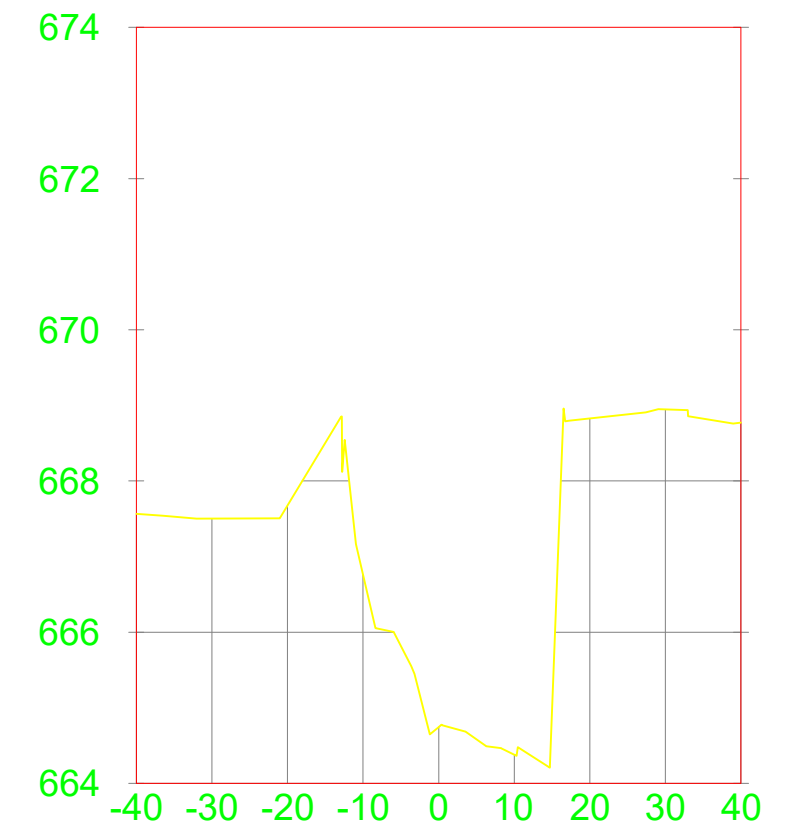
2+150.00



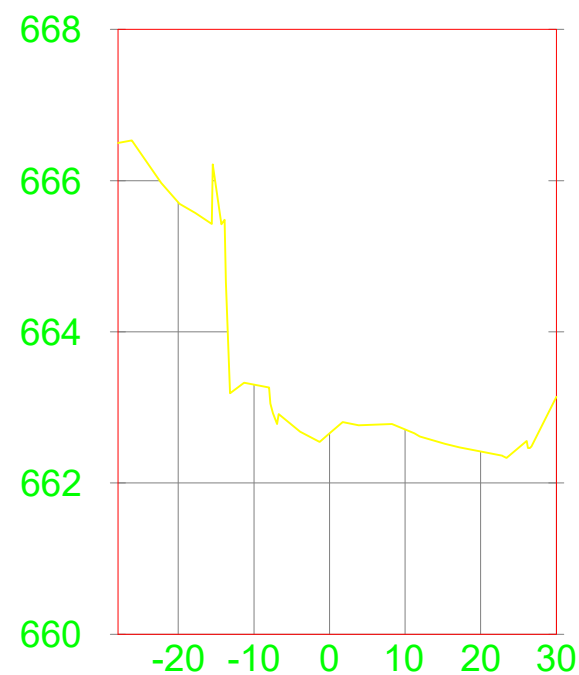
2+250.00



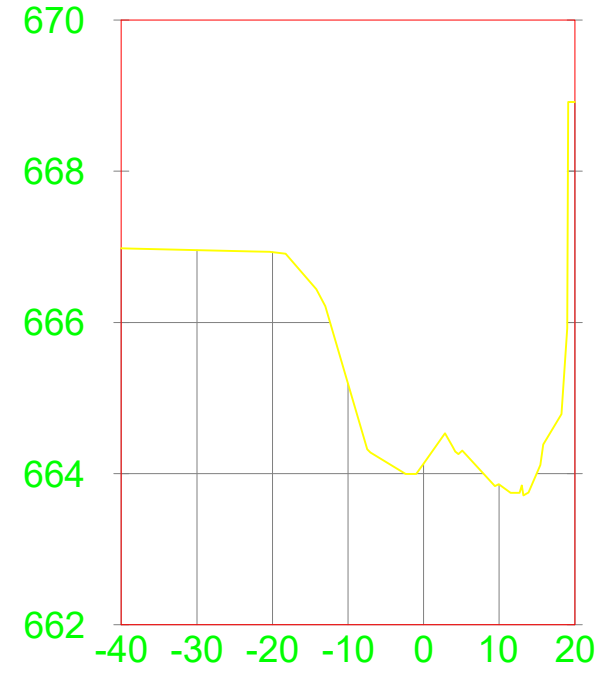
2+300.00



2+100.00



2+200.00



TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RGM, EST: 2+050 - 2+300

ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

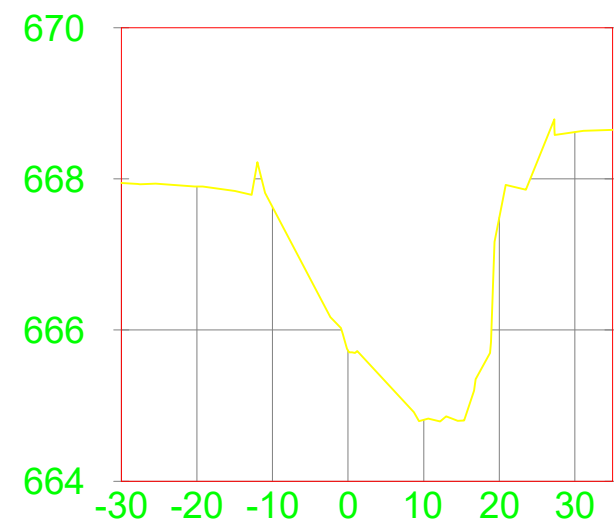
REVISOR: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

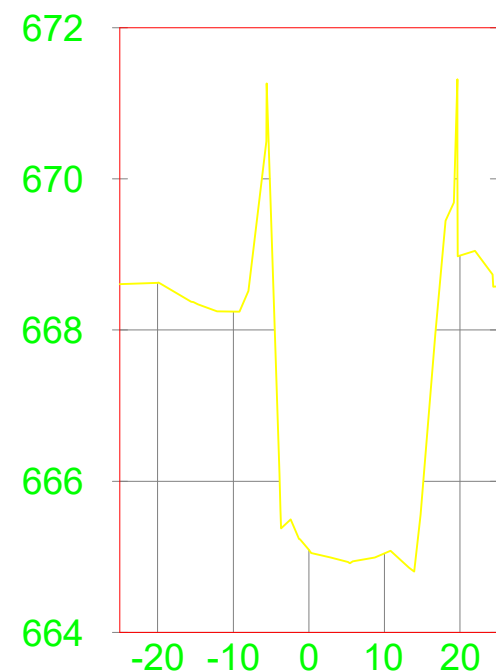
ESCALA: H. 1:1000  
V. 1:100

PLANO No: 16/20

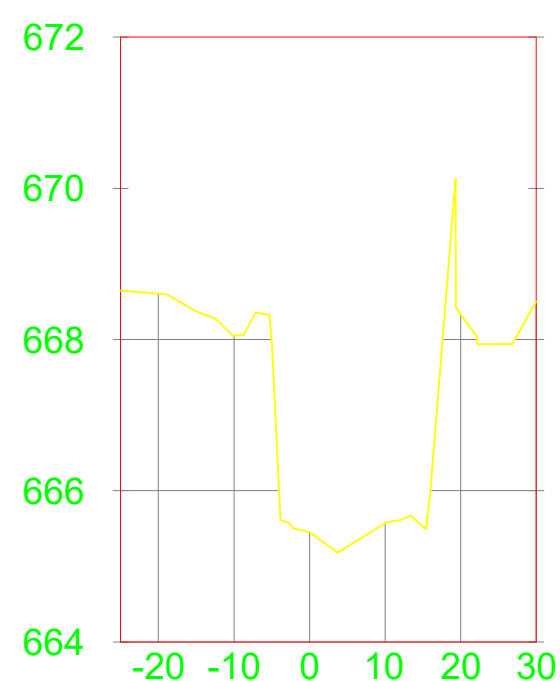
2+350.00



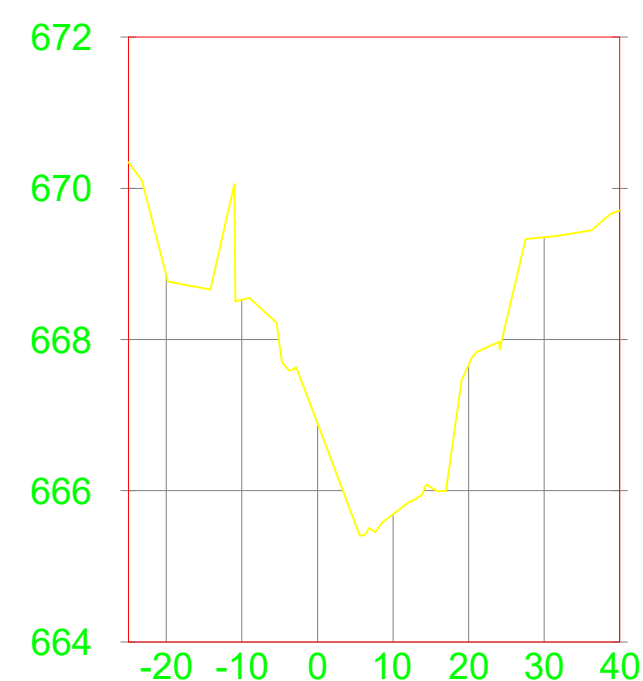
2+390.00



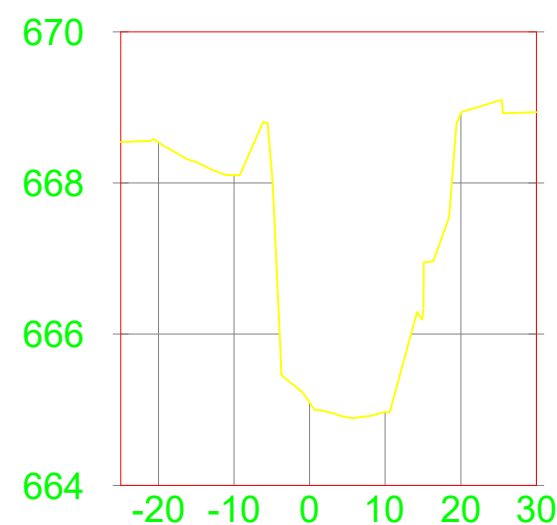
2+393.01



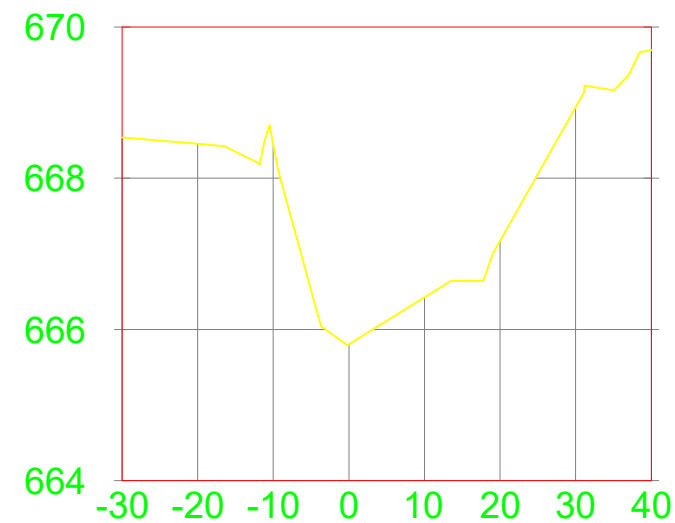
2+450.00



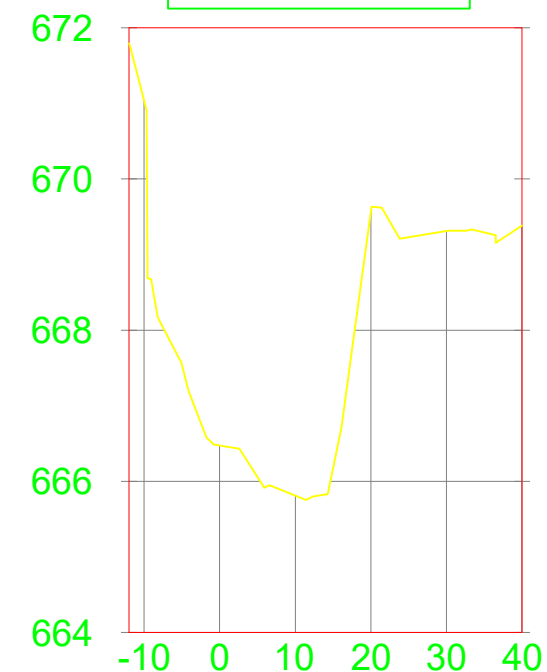
2+387.87



2+400.00



2+474.84



TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RGM, EST: 2+350 - 2+474.84

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

ESCALA: H. 1:1000  
V. 1:100

REVISO: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

PLANO No: 17/20



DIMENSIONES PROPUESTAS		
STATION	ALTURA (m)	ANCHO (m)
2+150-2+100	2.5	1
2+000-1+950	2.5	1
1+950-1+850	2.5	1
1+650-1+600	2	1
0+850-0+839.5	2	1
0+800-0+700	2.5	1
0+650-0+450	3	2

SECCION TRANSVERSAL DEL GAVION PROPUESTO  
PARA EL PRIMER TRAMO DEL RGM

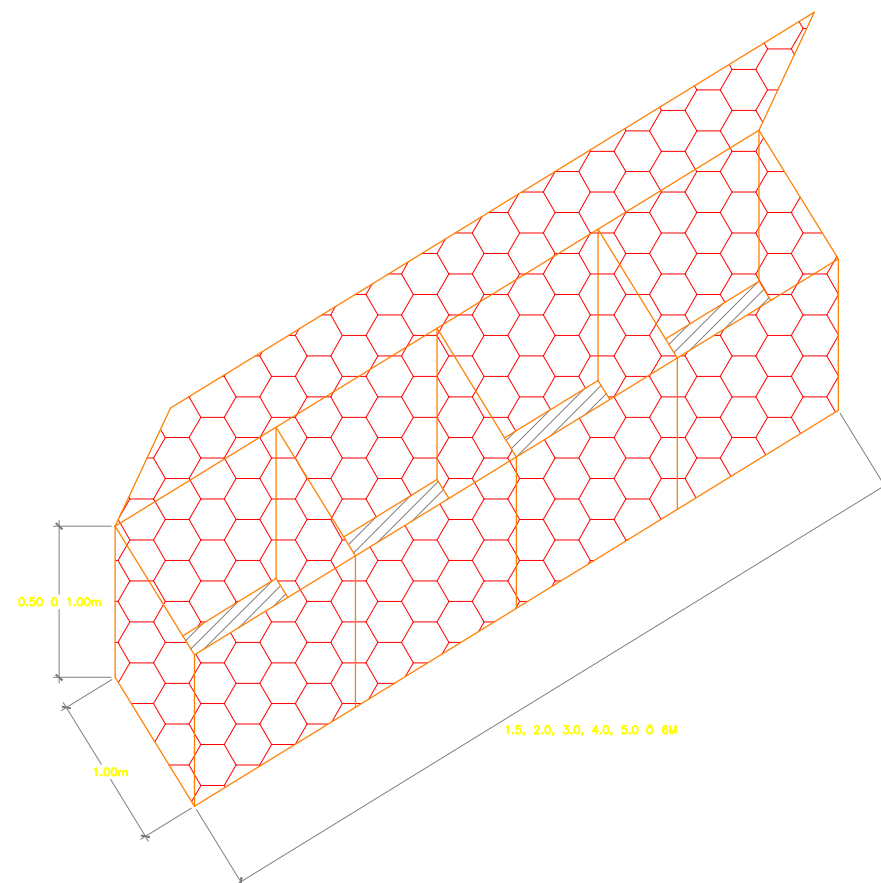
ESCALA. 1:50

SECCION TRANSVERSAL DEL GAVION PROPUESTO  
PARA EL SEGUNDO TRAMO DEL RGM

ESCALA. 1:50

SECCION TRANSVERSAL DEL GAVION PROPUESTO  
PARA EL TERCER TRAMO DEL RGM

ESCALA. 1:50



SECCION ESTANDAR DE LOS GAVIONES PROPUESTO PARA LOS TRAMOS DEL  
RIO GRANDE DE MATAGALPA

ESCALA. 1:50



TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: DETALLES DE LOS GAVIONES PROPUESTOS EN EL RGM

FECHA:OCTUBRE DEL 2018

ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

ESCALA: S/E

REVISO:

PLANO No: 18/20

#### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA GAVIONES

EL GAVIÓN DE TIPO ESTÁNDAR DEBERÁ SER DE FUERTE GALVANIZACIÓN EN LOS TIPOS Y EN LAS MEDIDAS INDICADAS. SERÁ FABRICADO CON REFUERZOS DE LOS BORDES Y MALLA DEL TIPO DE LAS MEDIDAS ESPECIFICADAS EN LOS SIGUIENTES PÁRRAFOS. EL GAVIÓN PUEDE SER DIVIDIDO MEDIANTE DIAFRAGMAS EN CELDAS CUYO LARGO NO DEBERÁ SER SUPERIOR A UNA VEZ Y MEDIA EL ANCHO DEL GAVIÓN

MALLA: LAS MALLAS DEBERÁN SER DEL TIPO HEXAGONAL A DOBLE TORSIÓN Y LAS TORSIONES SERÁN OBTENIDAS ENTRECRUZANDO DOS HILOS TRES MEDIOS GIROS. LAS MEDIDAS DE LAS MALLAS DEBERÁN SER DE 8 X 10 cm.

ALAMBRE: TODO EL ALAMBRE EMPLEADO EN LA FABRICACIÓN DE LOS GAVIONES Y EN LAS OPERACIONES DE AMARRE EN EL ENSAMBLAJE TENDRÁ QUE SER CONFORME CON LAS NORMAS B.S.S. 1052/1942 «MILD STEEL WIRE» O BIEN EL ALAMBRE DEBERÁ TENER CARGA DE RUPTURA MEDIA DE 38–50 kg/mm<sup>2</sup>, ESTE DATO ES REFERIDO AL ALAMBRE ANTES DE LA FABRICACIÓN DE LA RED.

EL DIÁMETRO DEL ALAMBRE EMPLEADO EN LA FABRICACIÓN DE LA RED TENDRÁ QUE SER DE 2.7 Ó 3.0 mm.

ESTIRAMIENTO DEL ALAMBRE: LA PRUEBA SOBRE EL ALAMBRE TIENE QUE SER EFECTUADA ANTES DE LA FABRICACIÓN DE LA RED SOBRE UNA MUESTRA DE 30 cm DE LARGO. EL ESTIRAMIENTO NO DEBERÁ SER INFERIOR AL 12%.

GALVANIZACIÓN: TODO EL ALAMBRE USADO EN LA FABRICACIÓN DE LOS GAVIONES Y EN LAS OPERACIONES DE AMARRE, DEBERÁ SER GALVANIZADO CONFORME CON LAS NORMAS B.S.S. 443/1969 «GALVANIZED COATING ON WIRE»,

LA ADHERENCIA DEL ZINC AL ALAMBRE DEBERÁ SER TAL QUE DESPUÉS DE HABER ENVUELTO EL HILO SEIS VECES ALREDEDOR DE UN MANDRIL QUE TENGA DIÁMETRO CUATRO VECES EL DEL ALAMBRE, EL REVESTIMIENTO DE ZINC NO TENDRÁ QUE ESCAMARSE O RAJARSE DE MANERA QUE PUEDA SER QUITADO RASCANDO CON LAS UÑAS.

REFUERZO EN LOS BORDES: TODOS LOS BORDES DE LOS GAVIONES, INCLUIDOS LOS PANELES LATERALES Y LOS DIAFRAGMAS, DEBERÁN SER REFORZADOS MECÁNICAMENTE DE MANERA QUE PUEDAN IMPEDIR QUE SE DESHILE LA RED Y POSEER LA MISMA RESISTENCIA DE LA MALLA. EL ALAMBRE USADO PARA REFORZAR LOS BORDES DEBERÁ SER DE DIÁMETRO MAYOR QUE EL DE LA MISMA RED, ES DECIR:

- ✓ PARA LA MALLA TIPO 8 X 10 CON ALAMBRE DE 3.0 mm DE DIÁMETRO, EL REFUERZO DE LOS BORDES TENDRÁ QUE SER DE DIÁMETRO IGUAL O SUPERIOR A LOS 3.9 mm.
- ✓ PARA LA MALLA TIPO 8 X 10 CON ALAMBRE DE 2.7 mm DE DIÁMETRO, EL REFUERZO DE LOS BORDES TENDRÁ QUE SER DE DIÁMETRO IGUAL O SUPERIOR A LOS 3.4 mm.
- ✓ PARA LA MALLA TIPO 8 X 10 CON ALAMBRE DE 2.4 mm DE DIÁMETRO, EL REFUERZO DE LOS BORDES TENDRÁ QUE SER DE DIÁMETRO IGUAL O SUPERIOR A LOS 3.0 mm



TESIS:  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE  
DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE  
EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA,  
CIUDAD DE MATAGALPA

CONTENIDO: DETALLES DE LOS GAVIONES PROPUESTOS EN EL RGM

FECHA: OCTUBRE DEL 2018

ELABORADO POR: ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

ESCALA: S/E

REVISO: MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

PLANO No: 19/20

#### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA GAVIONES

##### ALAMBRE DE AMARRE

SE TENDRÁ QUE PROVEER JUNTO A LOS GAVIONES, UNA CANTIDAD DE ALAMBRE DE AMARRE QUE PERMITA EFECTUAR TODAS LAS OPERACIONES DE AMARRE DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA. LA CANTIDAD DE HILO DE AMARRE ES APROXIMADAMENTE EL 5% DEL PESO DE LOS GAVIONES.

EL DIÁMETRO DEL ALAMBRE DE AMARRE SERÁ DE:

2.4 mm PARA LOS GAVIONES CON ALAMBRE DE 3.0 mm DE DIÁMETRO

2.2 mm PARA LOS GAVIONES CON ALAMBRE DE 2.7 mm DE DIÁMETRO

2.2 mm PARA LOS GAVIONES CON ALAMBRE DE 2.4 mm DE DIÁMETRO.

##### MATERIAL DE RELLENO

PODRÁ CONSISTIR DE CANTO RODADO, MATERIAL DE CANTERA O MATERIAL DE DESECHO ADECUADO, TENIENDO CUIDADO DE NO UTILIZAR MATERIALES QUE SE DESINTEGREN POR LA EXPOSICIÓN AL AGUA O A LA INTEMPERIE, QUE CONTENGAN ÓXIDO DE HIERRO CON EXCESIVA ALCALINIDAD CON COMPUESTOS SALINOS, CUYA COMPOSICIÓN PUEDA ATACAR EL ALAMBRE DE LA CANASTA. EL PESO UNITARIO DEL MATERIAL DEBERÁ SER, CUANDO MENOS, DE UN MIL DOSCIENTOS CINCUENTA KILOGRAMOS POR METRO CÚBICO (1250 Kg/m<sup>3</sup>).

GRANULOMETRIA EL TAMAÑO MÍNIMO DE LAS PIEDRAS DEBERÁ SER, POR LO MENOS (10–20 MM) MAYOR QUE LAS ABERTURAS DE LA MALLA DE LA CANASTA.

COSTURA Y ANCLAJE: CUANDO LA CANASTA ESTÉ LLENA, DEBERÁ SER COSIDA Y ANCLADA A LAS CANASTAS ADYACENTES, CON ALAMBRE IGUAL AL UTILIZADO EN LA ELABORACIÓN DE ÉSTAS.



**TESIS:**  
EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RIO GRANDE DE MATAGALPA, EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE EL PUENTE PEATONAL DE LA UNAN Y EL BARRIO LUCIA MANTILLA, CIUDAD DE MATAGALPA

**CONTENIDO:** DETALLES DE LOS GAVIONES PROPUESTOS EN EL RGM

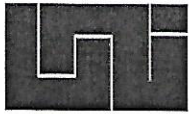
**FECHA:** OCTUBRE DEL 2018

**ELABORADO POR:** ING. MARÍA SOLEDAD CÁCERES LINDO  
ING. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO

**ESCALA:** S/E

**REVISO:** MSC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLES

**PLANO No:** 20/20



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN  
SECRETARIA

**CARTA DE EGRESADO**

El Suscrito Secretario de la Facultad de Tecnología de la Construcción, hace constar que el (a) **BR. MARIA SOLEDAD CACERES LINDO**, Carné No. 2001-21186, Turno diurno de conformidad con el Reglamento de Régimen Académico Vigente en la Universidad, es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERÍA CIVIL**.

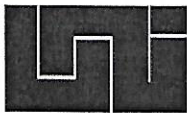
Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO** a solicitud de la parte interesada en la Ciudad de Managua, Al 09 día del mes de Abril del año dos mil dieciocho.

**DR. ING. EFRAIN CHAMORRO BLANDON,**  
Secretario de Facultad



Cc: Archivo.  
DIFECB/Claus\*





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN  
SECRETARIA

**CARTA DE EGRESADO**

El Suscrito Secretario de la Facultad de Tecnología de la Construcción, hace constar que el (a) **BR. JULIO ANTONIO CASTILLO OROZCO**, Carné No. 2003-12247, Turno diurno de conformidad con el Reglamento de Régimen Académico Vigente en la Universidad, es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERÍA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO** a solicitud de la parte interesada en la Ciudad de Managua, Al 09 día del mes de Abril del año dos mil dieciocho.

**DR. ING. EFRAIN CHAMORRO BLANDÓN**  
Secretario de Facultad



Cc: Archivo.  
DIFECB/Claus\*

cc: ORIGINAL: ESTUDIANTE - COPIA: EXPEDIENTE  
IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 09-ABR-2018

cc: ORIGINAL: ESTUDIANTE - COPIA: EXPEDIENTE  
IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 09-ABR-2018



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**  
SOLVENCIA ECONÓMICA

Fecha: 19/03/18.

Nombre del estudiante: Maña Soledad Cáceres Lindo.  
Numero de carnet: 2001-21186  
Carrera: Ing. Civil  
Taller Monográfico: Servicios Monográficos - IES.



Delegado Administrativo

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**  
SOLVENCIA ECONÓMICA

Fecha: 19/03/2018.

Nombre del estudiante: Julio Antonio Castillo Orozco  
Numero de carnet: 2003 - 12247  
Carrera: Ing. Civil  
Taller Monográfico: Servicios Monográficos - IES.



Delegado Administrativo